

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Murilo da Silva Espíndola

**ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS SOLOS
MOLES DA OBRA DE AMPLIAÇÃO DO AEROPORTO
INTERNACIONAL HERCÍLIO LUZ, FLORIANÓPOLIS**

Florianópolis
2011

Murilo da Silva Espíndola

**ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS SOLOS
MOLES DA OBRA DE AMPLIAÇÃO DO AEROPORTO
INTERNACIONAL HERCÍLIO LUZ, FLORIANÓPOLIS**

Dissertação submetida ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa
Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Orlando Martini
de Oliveira

Florianópolis
2011

Catálogo na fonte elaborada pela biblioteca da
Universidade Federal de Santa Catarina

E77a

Espíndola, Murilo da Silva

Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis [dissertação] / Murilo da Silva Espíndola; orientador, Orlando Martini de Oliveira. - Florianópolis, SC, 2011.

213 p.: il., grafs., tabs., mapas

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia civil. 2. Solos moles. 3. Mecânica do solo – Florianópolis (SC). 4. Instrumentos de medição – Florianópolis (SC). I. Oliveira, Orlando Martini de. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 624

Murilo da Silva Espíndola

**ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS SOLOS
MOLES DA OBRA DE AMPLIAÇÃO DO AEROPORTO
INTERNACIONAL HERCÍLIO LUZ, FLORIANÓPOLIS**

Esta Dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de “Mestre em Engenharia Civil”, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 23 de Agosto de 2011.

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Banca Examinadora:

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Marciano Maccarini, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho, Ph.D.
Universidade de São Paulo / SP

Aos meus Pais.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pelo sagrado dom da vida. Obrigado Senhor.

A toda minha família, em especial aos meus pais, Sr. Evaldo Duarte Espíndola e Sra. Elcia da Silva Espíndola, por toda educação, apoio e principalmente pela excelente estrutura familiar. Ao Rodolfo, meu irmão.

Aos meus avós, que carinhosamente os trato como vô Coqueiro e vô Alaide, vô Chico e vô Isaura. Tenham a certeza que a minha personalidade e os meus princípios são o reflexo dos seus.

À minha namorada Fernanda pelo incentivo, compreensão e principalmente por apoiar meus sonhos pessoais e objetivos profissionais.

Ao professor Antonio Fortunato Marcon, por me acolher na Universidade Federal de Santa Catarina.

Ao professor Rafael Augusto dos Reis Higashi pelas orientações pré e pós-ingresso no mestrado, por confiar no meu potencial acadêmico e por me recomendar aos seus demais.

Ao professor Marciano Maccarini pela ajuda prestada no Laboratório de Mecânica dos Solos, por me confiar os equipamentos, mas principalmente por acolher quando meu orientador ficou doente.

Ao meu orientador, professor Orlando Martini de Oliveira pelas valiosas orientações, estrutura e confiança depositada no meu trabalho.

Ao professor Fernando Antônio Medeiros Marinho pelas contribuições e por se dispor a vir em Florianópolis participar da banca deste trabalho.

A professor Luis Gomez pelos ensinamentos e suporte técnico durante a instrumentação dos equipamentos neste trabalho.

Aos colegas que conheci e que me apoiaram durante o período do mestrado, e que aqui não citarei os nomes, pois graças a Deus são muitos!

A todos os servidores da Universidade Federal de Santa Catarina, por tornar possível a formação de excelentes profissionais. Os meus agradecimentos especiais aos servidores Edi Assini Junior, Jocelina Dias, Shayene Fernandes e a Marinea Vieira.

À empresa Geodésia - Estudos, Projetos e Assessoria Ltda., ao Laboratório Central de Microscopia Eletrônica da UFSC, e ao Steven K. Ackerley, pelo suporte técnico na instrumentação do Triaxial 4".

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

A todos que, embora não os tenha citado, de alguma forma contribuíram para a conclusão deste trabalho. Obrigado!

*“Eu sei que não vou fazer
tudo o que gostaria
E se assim eu fizesse,
a vida se esvaziaria
Perderia a razão
de viver um novo dia.”*

Chico Alfaiate
Sonhos Realizados em Versos Rimados

RESUMO

É possível que obras de engenharia na região costeira do estado de Santa Catarina apresentem patologias associadas aos espessos depósitos de argila mole. O entendimento do comportamento mecânico e dos parâmetros geotécnicos destes solos é fundamental para o avanço da Engenharia no Estado. Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar o comportamento dos solos moles, e a instrumentação proposta para os ensaios utilizados na obtenção dos parâmetros geotécnicos da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, através dos equipamentos disponibilizados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina. Foram executados ensaios tradicionais para caracterização física e do comportamento mecânico dos solos moles que compõe a região do Aeroporto. Por seguinte, foram realizados ensaios alternativos, como o ensaio de Palheta, e o ensaio de adensamento com deformação controlada (CRS). Dentre alguns objetivos específicos, buscou-se comparar os parâmetros obtidos entre ensaios convencionais e especiais. Observaram-se valores de pressões de pré-adensamento entre 140kPa e 200kPa, e coeficientes de condutividade hidráulica da ordem de 10^{-7} cm/s à 10^{-8} cm/s. As instrumentações propostas para os equipamentos do LMS acrescentaram em qualidade e precisão de dados, e os resultados geotécnicos apontaram comportamentos ímpares nos solos da obra do Aeroporto.

Palavras-chave: Solos moles. Parâmetros geotécnicos. Instrumentação de ensaios.

ABSTRACT

Possibly, the engineering's works pathologies of Santa Catarina's shore are caused by geotechnical shapes of soft clays, then it's important that we understand the mechanical behavior and the geotechnical parameters for we obtain advances in Santa Catarina's Engineering. The principal objective of this research is to study the behavior of soft soils, and the instrumentation proposed for used tests to obtain the geotechnical parameters of the expansion work in Hercílio Luz International Airport, through of apparatus available at Mechanical Soils Laboratory of Federal University of Santa Catarina. First, traditional tests of physical and mechanical characterization have been executed on soft clays of the Airport area. After, alternative tests also have been executed for to compare the results between standard and alternative tests, it was executed Vane tests and Constant Ratio of Strain tests (CRS). It were observed values of preconsolidation stresses between 140kPa and 200kPa, and Darcy coefficients of permeability about 10^{-7} cm/s until 10^{-8} cm/s. The instrumentation testing showed quality data and precision values, and it were observed a special behavior in soils of Hercílio Luz International Airport.

Keywords: Soft soils. Geotechnical parameters. Instrumentation testing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Formação do Oceano Atlântico.	34
Figura 2 – Sistema esquemático transversal aos sistemas deposicionais.	36
Figura 3 – Localização do município de Florianópolis.	37
Figura 4 – Localização do Aeroporto Internacional Hercílio Luz.	39
Figura 5 – Equipamento padrão de ensaio à percussão (SPT).	43
Figura 6 – Equipamento padrão de coleta <i>Shelby</i>	45
Figura 7 – Posição relativa dos Limites de Atteberg.	48
Figura 8 – Carta de plasticidade de Casagrande.	49
Figura 9 – Analogia entre microscópios ópticos e eletrônicos de varredura.	51
Figura 10 – Analogia do sistema mecânico água-mola de Terzaghi.	54
Figura 11 – Curva de compressibilidade típica de um solo argiloso.	55
Figura 12 – Equipamento convencional de ensaios oedométricos.	57
Figura 13 – Equipamento padrão de ensaios CRS.	59
Figura 14 – Comportamento típico de solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento.	64
Figura 15 – Equipamento padrão de ensaios triaxiais.	65
Figura 16 – Tensões em corpos de prova triaxiais.	66
Figura 17 – Equipamento de torque para ensaios de palheta de laboratório.	68
Figura 18 – Ensaio de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão.	74
Figura 19 – Fluxograma de um sistema de aquisição e controle de dados.	75
Figura 20 – Esquema funcional de um transdutor resistivo.	77
Figura 21 – Esquema funcional de um transdutor capacitivo.	78
Figura 22 – Esquema funcional de um transdutor indutivo (LVDT).	78
Figura 23 – Analogia gráfica entre sinais analógicos e digitais.	80
Figura 24 – Interface gráfica do <i>Catman4.5</i>	84
Figura 25 – Tela de configuração dos dispositivos no <i>Triax4.2</i>	86
Figura 26 – Analogia gráfica entre os três tipos de erros.	87
Figura 27 – Fluxograma dos procedimentos de pesquisa.	90
Figura 28 – Recuperação de amostragens no ponto SHp201.	92
Figura 29 – Recuperação de amostragens no ponto SHp202.	92
Figura 30 – Recuperação de amostragens no ponto SHp204.	93
Figura 31 – Recuperação de amostragens no ponto SHp502.	93
Figura 32 – Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura.	95
Figura 33 – Preparação dos corpos de prova para ensaio de MEV.	96
Figura 34 – Equipamento oedométrico CRS da UFSC.	98
Figura 35 – Gráfico ilustrativo da saturação no ensaio de CRS.	99
Figura 36 – Proposta de procedimento de saturação no ensaio de CRS.	100
Figura 37 – Equipamento para ensaio de palheta da UFSC.	101
Figura 38 – Pontos de inserção da palheta <i>Vane</i>	102
Figura 39 – Equipamento para ensaio triaxial da UFSC.	103
Figura 40 – Envoltória de tensões totais para comparação com RCS.	104

Figura 41 Equipamento triaxial 4" e 6" da UFSC.....	105
Figura 42 Ensaio de permeabilidade em equipamento triaxial 4".....	106
Figura 43 – Esquema da instrumentação do adensamento convencional.	107
Figura 44 – Equipamento de calibração de extensômetros do LMS.....	108
Figura 45 – Esquema eletrônico desenvolvido para o <i>Datascan 7220</i>	109
Figura 46 – Imagem real da caixa eletrônica do <i>Datascan7220</i>	110
Figura 47 – Esquema da instrumentação do adensamento CRS.	111
Figura 48 – Medidor de variação volumétrica triaxial 4".	113
Figura 49 – Esquema de instrumentação do permeabilidade triaxial 4".	114
Figura 50 – Instrumentação do equipamento de compressão triaxial 1.5".....	116
Figura 51 – Instrumentação do palheta de laboratório UFSC.....	118
Figura 52 – Imagens da calibração do equipamento para ensaio de palheta.	119
Figura 53 – Perfil estratigráfico do Grupo1 de amostras.	122
Figura 54 – Perfil estratigráfico do Grupo2 de amostras.	123
Figura 55 – Gráfico da granulometria das amostras.	126
Figura 56 – Queima da matéria orgânica a 500°C.	127
Figura 57 – Imagens de MEV das amostras do Grupo1.	128
Figura 58 – Pontos de espectrografia de raios-X das amostras do Grupo1.....	129
Figura 59 – Gráficos da espectrografia de raios-X das amostras do Grupo1...	130
Figura 60 – Imagens de MEV das amostras do Grupo2.	132
Figura 61 – Pontos de espectrografia de raios-X das amostras do Grupo2.....	133
Figura 62 – Gráficos da espectrografia de raios-X das amostras do Grupo2...	133
Figura 63 – Curvas de compressibilidade do oedométrico convencional.	135
Figura 64 – Gráfico coeficiente de permeabilidade <i>versus</i> pressão vertical. ...	137
Figura 65 – Curvas de compressibilidade CRS do Grupo1.	138
Figura 66 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.010\%/min$	141
Figura 67 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.039\%/min$	142
Figura 68 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.098\%/min$	143
Figura 69 – Curvas de compressibilidade CRS do Grupo2.	144
Figura 70 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.001$	146
Figura 71 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.039$	147
Figura 72 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.393$	148
Figura 73 – Gráfico Tempo <i>versus</i> u_u e u_d	149
Figura 74 – Proposta inicial de correlação entre o índice de deformação e o “coeficiente C5”.	150
Figura 75 – Pressão de pré-adensamento <i>versus</i> profundidade de coleta.	151
Figura 76 – Índice de vazios <i>versus</i> teor de umidade natural.	153
Figura 77 – Pressões de pré-adensamento do ensaio convencional e CRS.....	154
Figura 78 – Amostra SHp201 (Grupo1): fluxo acumulado <i>versus</i> tempo.	156
Figura 79 – Amostra SHp204 (Grupo1): fluxo acumulado <i>versus</i> tempo.	156
Figura 80 – Amostra SHp202 (Grupo2): fluxo acumulado <i>versus</i> tempo.	157
Figura 81 –Vazão <i>versus</i> gradiente hidráulico.....	157
Figura 82 – Comparação entre os coeficientes de permeabilidade.	158
Figura 83 – Consolidação dos corpos de prova da amostra SHp201 (G1).....	160
Figura 84 – Consolidação dos C.P. da amostra SHp502 (G2).	160

Figura 85 – Curva tensão <i>versus</i> deformação SHp201 (G1).....	161
Figura 86 – Círculos de Mohr efetivos - SHp201 (G1).....	162
Figura 87 – Trajetória de tensões totais e efetivas - SHp201 (G1).	162
Figura 88 – Curva tensão <i>versus</i> deformação SHp502 (G2).....	163
Figura 89 – Envoltória efetiva de Mohr-Coulomb – SHp502 (G2).	164
Figura 90 – Trajetória de tensões totais e efetivas – SHp502 (G2).....	164
Figura 91 – Resultados de ensaios de compressão triaxial em solo cimentado artificialmente.	166
Figura 92 – Curva resistência não-drenada <i>versus</i> rotação angular (SHp201). ..	168
Figura 93 – Curva resistência não-drenada <i>versus</i> rotação angular (SHp502). ..	169
Figura 94 – Calibrações dos transdutores do adensamento convencional.....	175
Figura 95 – Sensibilidade dos transdutores do adensamento convencional.	176
Figura 96 – Variações dos transdutores do adensamento convencional.	177
Figura 97 – Calibrações dos transdutores do CRS.....	180
Figura 98 – Sensibilidade dos transdutores do CRS.	181
Figura 99 – Variações dos transdutores do CRS.....	182
Figura 100 – Calibração do medidor de variação volumétrica do Triaxial 4". ..	183
Figura 101 – Calibrações dos transdutores do Triaxial 4".	185
Figura 102 – Sensibilidade dos transdutores do Triaxial 4".	186
Figura 103 – Variações dos transdutores do Triaxial 4" (continuação).	187
Figura 104 – Calibração do medidor de variação vol. do Triaxial 1.5".	189
Figura 105 – Calibrações dos transdutores do Triaxial 1.5".	190
Figura 106 – Sensibilidade dos transdutores do Triaxial 1.5".	191
Figura 107 – Variações dos transdutores do Triaxial 1.5".	192
Figura 108 – Calibração da célula de carga do ensaio de palheta.	193
Figura 109 – Sensibilidade da célula de carga do ensaio de palheta.	194
Figura 110 – Variações da célula de carga do ensaio de palheta.	194

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Distribuição dos sistemas costeiros brasileiros.	33
Tabela 2 - Estados de compacidade e de consistência.	42
Tabela 3 - Valores típicos de pressões de pré-adensamento dos solos moles catarinenses.	56
Tabela 4 – Deformações sugeridas para ensaios de adensamento CRS	58
Tabela 5 – Parâmetros de compressibilidade dos solos moles costeiros brasileiros.	61
Tabela 6 - Sensibilidade das argilas segundo Skempton e Northey (1952)	70
Tabela 7 - Sensibilidade das argilas brasileiras.....	71
Tabela 8 – Parâmetros de ensaios de resistência de solos moles brasileiros.	72
Tabela 9 - Características e aplicações dos conversores de sinais.	81
Tabela 10 – Resultados dos ensaios de caracterização.	125
Tabela 11 – Porcentagem de massa dos elementos químicos do Grupo1.	130
Tabela 12 – Porcentagem de massa dos elementos químicos do Grupo2.	134
Tabela 13 – Resultados dos ensaios oedométricos convencionais.	135
Tabela 14 – Coeficientes de permeabilidade do oedométrico convencional....	136
Tabela 15 –Parâmetros dos ensaios de adensamento CRS do Grupo1.	138
Tabela 16 –Parâmetros dos ensaios de adensamento CRS do Grupo2.	144
Tabela 17 – Comparação dos parâmetros de compressibilidade com autores brasileiros.	152
Tabela 18 –Parâmetros dos ensaios de permeabilidade triaxial.	155
Tabela 19 – Parâmetros de resistência triaxial e compressão simples.	159
Tabela 20 – Parâmetros do ensaio de palheta.	168
Tabela 21 – Comparação dos parâmetros de ensaios de resistência de solos moles costeiros.	171

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	área
A/D	analógico-digital
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	corrente alternada
AF	creia fina
AG	areia grossa
Al	alumínio
AM	areia média
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B	parâmetro de saturação de Skempton
C	Carbono
c	coesão
c	coesão efetiva
C	capacidade elétrica
C _s	coeficiente de saturação proposto para o CRS
Ca	Cálcio
CAD	conversor analógico-digital
C _c	coeficiente de compressão
CD	consolidado e drenado
CDA	conversor digital-analógico
CH	argilas muito compressíveis
CID	consolidado isotropicamente e drenado
CIU	consolidado isotropicamente e não-drenado
CL	argilas pouco compressíveis
CP	corpo de prova
CPT _u	<i>Piezocone Penetration Test</i>
C _r	coeficiente de recompressão
CR	razão de compressão
CRS	índice de deformação constante
C _s	coeficiente de expansão
CU	consolidado e não-drenado
C _v	coeficiente de adensamento
D	diâmetro
d	distância
D	módulo oedométrico
DC	corrente contínua
DMT	dilatômetro de Marchetti
DNsq	dunas substrato sedimentos quaternários

e	índice de vazios
eo	Índice de vazios inicial
ef	Índice de vazios final
F	força
F _a	força axial
Fe	Ferro
F _v	força vertical
G ₁	grupo de amostras 1
G ₂	grupo de amostras 2
Gsq	solos glei substrato sedimentos quaternários
H	altura
HOsq	solos orgânicos substrato sedimentos quaternários
i	gradiente hidráulico
Ip	índice de plasticidade
k	coeficiente de permeabilidade de Darcy
K	Potássio
K _o	coeficiente de empuxo em repouso
K _f	linha de ruptura em termos do diagrama q x p
l	comprimento
LCME	Laboratório Central de Microscopia Eletrônica
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
LVDT	<i>linear variable differential transformer</i>
M	momento
MEV	microscopia Eletrônica de Varredura
Mg	Magnézio
MH	silte muito compressível
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
ML	silte pouco compressível
n	porosidade
Na	nível d'água
NA	normalmente adensado
Na	Sódio
NC	número de combinações
NGI	<i>Norwegian Geotechnical Institute</i>
NSPT	resistência de ponta do SPT
O	Oxigênio
OCR	razão de sobre adensamento
OH	solo orgânico muito compressível
OL	solo orgânico pouco compressível
P ₁	pressão na base do corpo de prova
P ₂	pressão no topo do corpo de prova

P ₃	pressão no entorno do corpo de prova
PA	pré-adensado
PZsq	podzóis substrato sedimentos quaternários
q	vazão
R ²	coeficiente de regressão linear
r	índice de deformação
R	resistência elétrica
RCS	resistência à compressão simples
S	seção
SC	silte argiloso
SCADA	<i>supervisory control and data acquisition</i>
SHp	ponto <i>Shelby</i>
Si	Silício
SMsq	solos de mangues substrato sedimentos quaternários
SP	sondagem à percussão
SPT	<i>standard penetration test</i>
S _r	grau de saturação
S _t	sensibilidade
S _u	resistência não-drenada
S _{ur}	resistência não-drenada amolgada
Ti	Titânio
u _o	pressão neutra inicial
u _d	pressão neutra na face drenada
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USCS	sistema unificado de classificação dos solos
u _u	pressão neutra na face não-drenada
UU	não-consolidado e não-drenado
w	teor de umidade
W _L	limite de liquidez
w _n	teor de umidade natural
W _P	limite de plasticidade
w _s	limite de contração

LISTA DE SÍMBOLOS

$^{\circ}$	grau
$'$	minuto
σ'_p	tensão de pré-adensamento
γ_s	peso específico dos sólidos
γ_n	peso específico aparente natural
γ_d	peso específico aparente seco
σ'_{vc}	tensão vertical efetiva de adensamento
Δu	variação da pressão neutra
ε_a	deformação axial
ε_v	deformação volumétrica
σ_c	tensão confinante
σ_d	tensão desviadora
π	razão entre a circunferência e o diâmetro de um círculo
τ	tensão cisalhante
$\Delta\sigma$	variação da tensão
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ	ângulo de atrito total
σ'_{3o}	tensão confinante efetiva inicial
Δv	variação volumétrica
ΔL	variação do deslocamento
ρ	resistividade
ε	permitividade

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	29
1.1 OBJETIVO GERAL	30
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	30
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	33
2.1 PROCESSOS COSTEIROS	33
2.1.1 Herança geológica	33
2.1.2 Flutuações do nível relativo do mar	35
2.1.3 Dinâmica sedimentar atual	36
2.2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS	37
2.2.1 Crescimento urbano.....	38
2.2.2 O Aeroporto Hercílio Luz	38
2.2.3 Pedologia e geologia dos solos.....	39
2.3 ENSAIOS GEOTÉCNICOS: PRINCÍPIOS E PARÂMETROS	40
2.3.1 Ensaio de campo	40
2.3.1.1 Sondagem a percussão padrão (SPT)	41
2.3.1.2 Amostragem	43
2.3.2 Ensaio laboratoriais	46
2.3.2.1 Caracterização dos solos	47
2.3.2.2 Compressibilidade dos solos	53
2.3.2.3 Resistência ao cisalhamento.....	63
2.3.2.4 Permeabilidade	73
2.4 FERRAMENTAS DE INSTRUMENTAÇÃO DE ENSAIOS	74
2.4.1 Transdutores	76
2.4.2 Sinais de transmissão de dados	79
2.4.3 Aquisição e controle de dados	81
2.4.4 <i>Softwares</i> de controle e aquisição de dados	83
2.4.5 Erros e incertezas de medição	86
3 METODOLOGIA	89
3.1 PROCEDIMENTOS DE PESQUISA.....	89
3.1.1 Sondagens à percussão (SPT).....	91
3.1.2 Procedimentos de amostragem.....	91
3.1.3 Procedimentos de caracterização.....	94
3.1.4 Metodologia dos ensaios de compressibilidade	96
3.1.5 Procedimentos dos ensaios de resistência	100
3.2 PROCEDIMENTOS DE INSTRUMENTAÇÃO.....	106
3.2.1 Instrumentação do adensamento convencional	107

3.2.2 Instrumentação do adensamento CRS.....	108
3.2.3 Instrumentação da permeabilidade no triaxial 4"	112
3.2.4 Instrumentação do triaxial 1.5"	115
3.2.5 Instrumentação do ensaio de palheta de laboratório	117
4 RESULTADOS	121
4.1 RESULTADOS E ANÁLISE DOS EXPERIMENTOS	121
4.1.1 Perfis estratigráficos da área de estudos.....	121
4.1.2 Classificação dos solos estudados.....	124
4.1.3 Parâmetros do adensamento convencional.....	134
4.1.4 Parâmetros e análise do adensamento CRS	137
4.1.5 Comparação dos parâmetros de compressibilidade com autores brasileiros.....	150
4.1.6 Parâmetros e análise do ensaio de permeabilidade	154
4.1.7 Parâmetros do ensaio de compressão triaxial 1.5"	159
4.1.8 Parâmetros e análise do ensaio de palheta	167
4.1.9 Comparação dos parâmetros de resistência com autores brasileiros	170
4.2 RESULTADOS E ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO	173
4.2.1 Adensamento oedométrico convencional.....	173
4.2.2 Adensamento oedométrico CRS	178
4.2.3 Permeabilidade no triaxial 4"	183
4.2.4 Compressão triaxial 1.5"	188
4.2.5 Palheta de laboratório.....	193
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	195
5.1 CONCLUSÕES.....	195
5.1.1 Conclusões sobre os resultados experimentais.....	195
5.1.2 Conclusões sobre a análise de dados da instrumentação.....	197
5.2 SUGESTÕES	198
REFERÊNCIAS.....	199
ANEXO A – CORPOS DE PROVA SHP201(TRIAXIAL 1.5'') ...	207
ANEXO B – CORPOS DE PROVA SHP502(TRIAXIAL 1.5'')....	209
ANEXO C – PREPARAÇÃO ENSAIO SHP204 (CRS).....	211
ANEXO D – CORPOS DE PROVA SHP202 (PERM.).....	213

1 INTRODUÇÃO

Os universos geotécnicos costeiros do estado de Santa Catarina apresentam características heterogêneas, nos quais é possível encontrar desde espessos perfis de solos sedimentares argilosos, até diferentes solos residuais com diferentes parâmetros associados às rochas de origem, grau de intemperismo, entre outros. Estas peculiaridades podem causar problemas em obras de engenharia, tais como grandes deformações das edificações, erosões em elevações, instabilidade de encostas e contaminação do lençol freático.

Os grandes problemas associados à compressibilidade dos solos ocorrem, geralmente, em solos sedimentares argilosos. De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR6502/95, solo argiloso é aquele composto em sua maioria por partículas com diâmetro inferior a $2\mu\text{m}$. Há um senso comum sobre o que é um solo argiloso, porém as definições diferem em pequenos aspectos, como por exemplo, o *Massachusetts Institute of Technology* (MIT) considera o material argiloso como sendo aquele cujas partículas são menores que $2\mu\text{m}$. Argila mole, segundo Terzaghi e Peck (1948), é o solo que apresenta valores de resistência à compressão não confinada (q_u) inferiores a 25kPa.

Na zona costeira do estado de Santa Catarina é comum que os aterros de rodovias, ferrovias, viadutos ou portos, por exemplo, apresentem problemas relacionados com recalques nos solos de fundação. O Aeroporto Internacional Hercílio Luz, em Florianópolis, apresenta uma demanda que justifica a necessidade da sua ampliação, porém, devido à precisão necessária para a movimentação de aeronaves, não são admissíveis recalques significativos, sobretudo recalques diferenciais. A ocorrência deste tipo de patologia, associado a fatores naturais ou humanos pode causar acidentes com vítimas, pode interditar aeroportos e gerar sérios problemas econômicos para os órgãos e empresas do meio.

A mecânica dos solos tornou possível a execução de obras de engenharia, sob as quais é possível se compreender o comportamento dos solos, propor soluções para possíveis patologias, e realizar uma gama de ensaios desenvolvidos por pesquisadores geotécnicos com o intuito de simular sempre a situação mais semelhante à qual o solo está ou estará submetido. Os ensaios tradicionais mais comuns para se determinar os parâmetros que definem a resistência das planícies costeiras, principalmente os solos sedimentares argilosos, possuem

como característica comum a necessidade de simular a condição não drenada à qual, normalmente, são submetidos estes solos.

Simulações de condições não drenadas em solos argilosos podem estender consideravelmente o tempo de execução de alguns ensaios como, por exemplo, ensaios de compressão triaxial drenados, ensaios de adensamento oedométrico, entre outros. Porém, a popularização da informática, sobretudo o acesso às modernas tecnologias tem tornado possível a execução de ensaios alternativos que reduzem o tempo de execução e objetivam manter a confiabilidade dos resultados.

A necessidade de conhecer, analisar, comparar e correlacionar os parâmetros geotécnicos dos solos de fundação da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz justificam a necessidade desta pesquisa.

1.1 OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar o comportamento mecânico dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Compreender o histórico de tensões dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz;
- Analisar os parâmetros de compressibilidade obtidos por meio do ensaio de consolidação oedométrico convencional e o ensaio de adensamento com deformação controlada (CRS);
- Verificar a influência da velocidade nos ensaios de adensamento CRS;
- Avaliar o amolgamento da estrutura dos solos sedimentares argilosos coletados por meio de amostragem *Shelby*4" utilizando o ensaio de palheta de laboratório;
- Comparar a resistência não drenada obtida por meio de ensaios de palheta de laboratório e ensaios de compressão simples;
- Analisar os coeficientes de condutividade hidráulica, obtidos indiretamente através do ensaio de adensamento oedométrico

convencional, e através de ensaios de permeabilidade em equipamentos triaxiais com dois sistemas de contra pressão, conforme Head (1985);

- Avaliar a influência do gradiente hidráulico na obtenção dos parâmetros de condutividade hidráulica através de ensaios de permeabilidade triaxiais com dois sistemas de contra pressão;
- Analisar as instrumentações propostas e implementadas em alguns equipamentos disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item são apresentadas referências acerca do tema proposto para esta pesquisa, por meio destas pode-se adquirir um embasamento para a realização de ensaios e utilização de metodologias, revisando assuntos como características e geologia da região litorânea, princípios e parâmetros de ensaios geotécnicos e ferramentas para instrumentação de ensaios.

2.1 PROCESSOS COSTEIROS

O litoral brasileiro é banhado pelo Oceano Atlântico e se estende do cabo Orange até o arroio Chuí. Segundo Tessler e Goya (2005), desconsiderando saliências e reentrâncias, ele perfaz um total de 7.500km. Ao longo do litoral são encontrados diferentes tipos de sistemas costeiros, como praias arenosas, falésias ígneas e sedimentares, estuários, dunas, manguezais, recifes, baías e restingas, que se encontram distribuídos conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Distribuição dos sistemas costeiros brasileiros.

Litoral	Sistemas costeiros
Norte	sedimentos recentes, restingas, lagunas e mangues
Nordeste	praias arenosas, dunas
Leste	praias, mangues, recifes e barreiras
Sudeste	costas baixas, falésias, restingas, lagunas e mangues
Sul	costas baixas e arenosas, praias arenosas, extensas lagoas, mangues

Fonte: Modificada de Tessler e Goya (2005).

2.1.1 Herança geológica

A configuração do litoral brasileiro, tanto a posição geográfica quanto a orientação da linha de costa é o resultado, basicamente, da reativação pós-paleozóica. Segundo Ponte e Asmus (1978) a reativação pós-paleozóica originou as bacias sedimentares tafrogênicas e a gênese do Oceano Atlântico.

A Figura 1 ilustra a formação do Oceano Atlântico entre o fim do período Jurássico até o fim do Cretáceo, neste período aconteceu a separação do super continente Gondwana acompanhada de eventos tectono-magmáticos. Segundo Almeida e Carneiro (1987) os eventos

tectono-magmáticos são representados pela extrusão de magma alcalino e pela formação de bacias onde hoje é a atual margem continental, como na área continental adjacente, onde posteriormente houve o preenchimento por sedimentos.

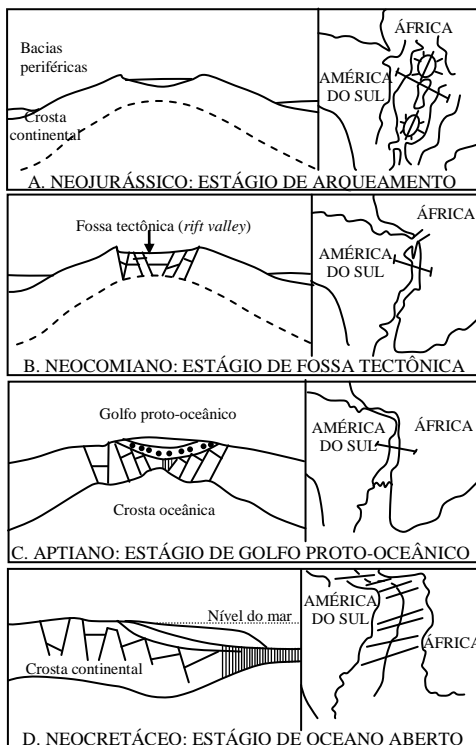


Figura 1 – Formação do Oceano Atlântico.

Fonte: Modificada de Ponte e Asmus (1978).

As falhas e fraturas que fragmentaram o bloco Gondwânico se mantêm impressas no relevo do litoral brasileiro. Segundo Tessler e Goya (2005) as direções predominantes desses lineamentos são basicamente duas: nordeste/sudeste (Brasiliana); noroeste/sudeste (Caraíba). A direção Brasiliana predomina entre o Chuí (RS) e o Cabo Calcanhar (RN), e a direção Caraíba entre o Cabo Calcanhar e o Oiapoque.

2.1.2 Flutuações do nível relativo do mar

As flutuações do nível relativo do mar foram elementos importantes na formação das planícies costeiras brasileiras. Na maioria das planícies costeiras, as seqüências sedimentares anteriores ao final do terciário e quaternário são representadas pela Formação Barreiras.

Segundo Suguio et al. (1985) as flutuações do nível do mar resultam das variações reais do nível marinho (eutasia) e das modificações do nível dos continentes (tectonismo e isostasia). Logo, as reconstruções das posições do nível do mar são relativas, e não absolutas.

Os níveis dos continentes são controlados pelos seguintes fatores:

- movimentos tectônicos: durações entre instantâneos até longos períodos;
- movimentos isostáticos: variações de cargas, seja pelo derretimento de geleiras, erosão ou acúmulo de sedimentos;
- deformações do geóide continental: ponto de referência para o nível do mar.

Os níveis dos oceanos também podem variar por diferentes fatores:

- modificações no volume das bacias oceânicas;
- variações no volume das águas dos oceanos;
- deformações das superfícies dos oceanos.

Segundo Martin et al. (1981), os depósitos arenosos quaternários de origem marinha situados acima da zona atual de deposição são evidências sedimentológicas de antigos níveis marinhos. Os trabalhos geológicos gerados pelos autores citados permitiram distinguir duas gerações de terraços arenosos construídos após os episódios transgressivos quaternários. A Figura 2 ilustra as flutuações do nível relativo do mar ao longo dos anos, com base em evidências sedimentológicas, biológicas e pré-históricas.

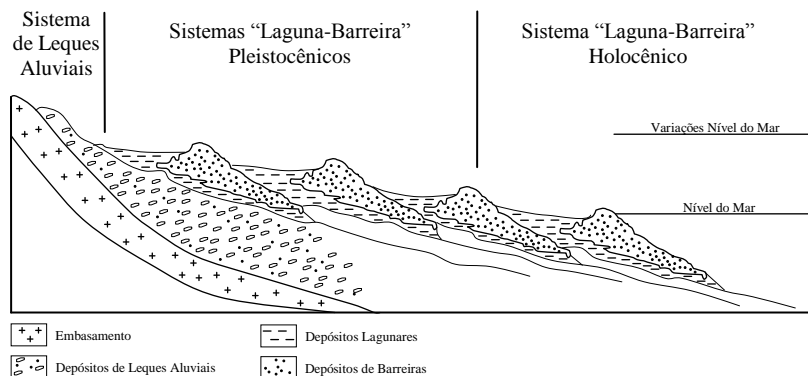


Figura 2 – Sistema esquemático transversal aos sistemas deposicionais.
Fonte: Modificada de Weschenfelder (2005).

De acordo com Weschenfelder (2005), o alto de Florianópolis marca o limite norte da bacia de Pelotas. Esta teve a sua formação relacionada com os movimentos geotectônicos responsáveis pela abertura e estruturação do Atlântico Sul a partir do Cretáceo. Após a estruturação tectônica do Atlântico Sul, no Cenozóico, seguida de sucessivos basculamentos em direção ao mar, houve o acumulo de uma espessa seqüência de sedimentos continentais, transicionais e marinhos. Estes sedimentos tinham como fonte principal as rochas ígneo-metamórficas e vulcano-sedimentares. Segundo Higashi (2006), a variação do nível relativo oceânico na série Quaternária da era Cenozóica é o principal mecanismo de formação dos sedimentos marinhos das planícies costeiras brasileiras.

2.1.3 Dinâmica sedimentar atual

Tessler e Goya (2005) citam que a dinâmica sedimentar atual corresponde às variações das linhas de costa, sejam elas momentâneas ou alongadas. Esta dinâmica é regida pelo clima de ondas e pelo regime de marés.

O clima de ondas é responsável pelo transporte de sedimentos no sentido transversal e longitudinal. A energia das ondas, a intensidade e a recorrência de tempestades comandam a dinâmica dos processos de erosão e acumulo da região entre o continente e o oceano (MUEHE, 1998).

O regime de marés é responsável pela modelação das linhas de costa, em função das velocidades das correntes a elas associadas. O litoral brasileiro, em sua grande maioria, apresenta amplitudes de marés inferiores a dois metros (Alagoas ao Rio Grande do Sul). São possíveis de serem encontradas amplitudes superiores a quatro metros no Maranhão, Pará e Amapá.

2.2 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

Inicialmente, o que se entende por uma grande ilha foi um complexo de grandes blocos que ficaram acima da superfície do mar e que juntos formavam um arquipélago de ilhas graníticas cortadas por diques basálticos. No decorrer de milênios, acabaram por formar esta grande ilha entremeada por praias e planícies, ligadas através de aluviões e sedimentos marinhos depositados (Cruz, 1998).

A ilha de Florianópolis está situada entre as latitudes $27^{\circ}22'S$ e $27^{\circ}50'S$, alongando-se com dimensões aproximadas de 54km de comprimento por 18km de largura. A área territorial é de 424km², dos quais 29km² são rios e lagoas (v. Figura 3).

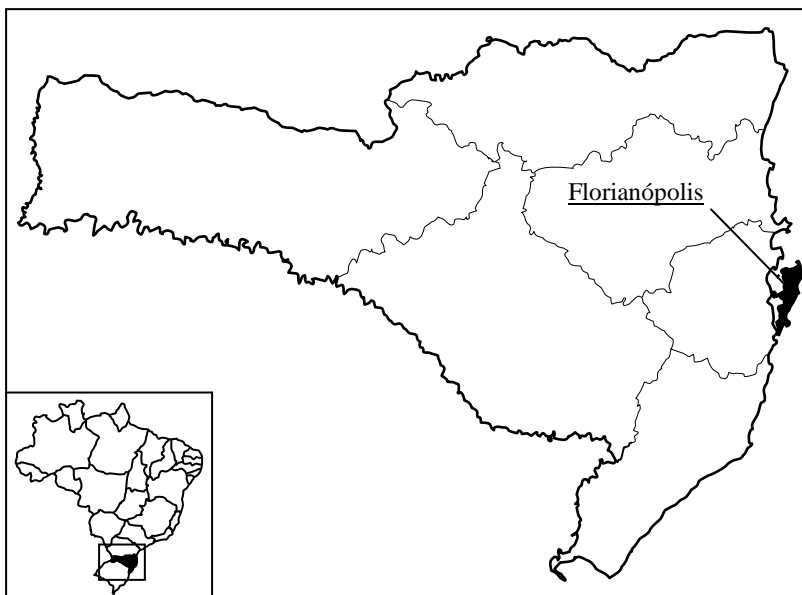


Figura 3 – Localização do município de Florianópolis.

A elevação mais alta da Ilha possui 532 metros, é o morro do Ribeirão. Este inicia uma fileira de morros em direção sul, diga-se o da Cachoeira Grande, da Chapada, do Saquinho, da Boa Vista e Tapera. Um dos morros mais expressivos, por estar situado no perímetro urbano, é o Morro da Cruz possuindo 285 metros.

2.2.1 Crescimento urbano

Inaugurada em 1926, a ponte Hercílio Luz uniu a ilha ao continente. O desenvolvimento urbano, porém, se deu efetivamente a partir de 1950, após a construção de estradas entre Estreito, São José, Palhoça, Biguaçu e ao asfaltamento da BR-101 (Almeida, 2008).

No início do século XX foram implantadas as primeiras redes de água, sistemas de esgotos sanitários e rede elétrica. O aumento populacional se iniciou na Capital e Estreito, sendo que a inauguração das duas novas pontes Colombo Salles e Pedro Ivo, em 1975 e 1990, foram o estopim do crescimento populacional.

2.2.2 O Aeroporto Hercílio Luz

O Aeroporto Internacional Hercílio Luz, local de estudo, possui uma área de aproximadamente 9km² e está situado na Capital do estado de Santa Catarina, no bairro Carianos. De acordo com a Infraero (2010) o Aeroporto é o 14º mais movimentado do país, sobretudo na temporada de verão. Portanto, o atual terminal de passageiros ficou pequeno em relação ao crescimento de Florianópolis. A obra de ampliação o tornará capaz de receber 2,7 milhões de passageiros por ano. O novo terminal de passageiros terá uma área construída de 35.817m². O pátio de estacionamento de aeronaves contará com 12 posições para aviões de grande porte e, para agilizar as operações de pouso e decolagem, será construído um novo sistema de pista de taxiamento (Figura 4).

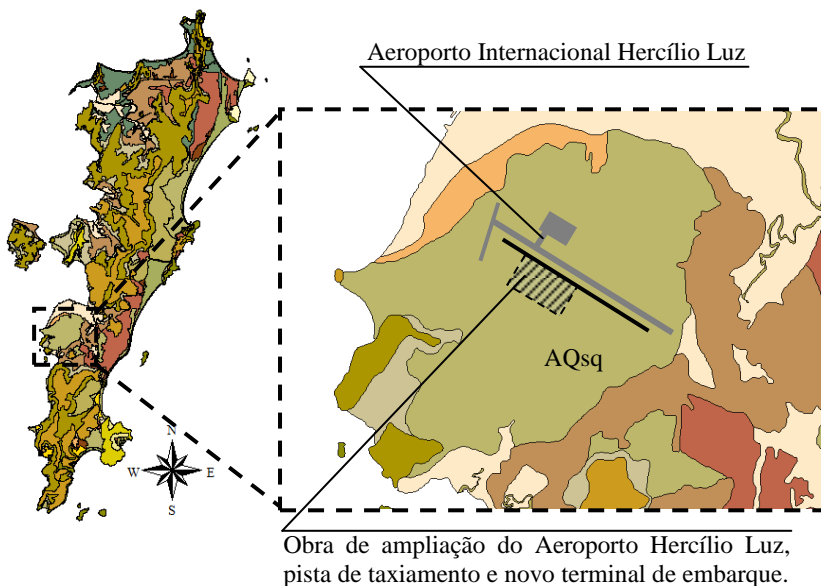


Figura 4 – Localização do Aeroporto Internacional Hercílio Luz.

Fonte: Modificado de Santos (1997).

2.2.3 Pedologia e geologia dos solos

Santos et al. (1998) citam que ocorrem a presença de diferentes unidades geotécnicas de solos sedimentares na ilha de Florianópolis e que a unidade de solos Glei (Gs_q) são encontradas nos contornos de planícies de inundação, possuem como características a intercalação entre camadas siltícos-argilosas, camadas arenosas, e níveis de solo orgânico com baixa capacidade de suporte. Nestas áreas é comum a ocorrência de inundações e o nível do lençol freático encontra-se próximo à superfície. Os valores médios de limites de liquidez são de 37% com índices de plasticidade de 18%.

Os solos orgânicos de sedimentos quaternários (HO_{sq}) em Florianópolis são muito compressíveis e predominam em regiões alagadiças, contudo são pouco expressivos no Município, podendo ser encontrados com mais facilidade na região do Rio Vermelho (SANTOS et al., 1998).

Na Figura 4 é possível observar que a área de estudos está situada sobre um universo geotécnico AQ_{sq}. Segundo Santos (1997) este

universo é constituído por areias quartzosas de substrato sedimentos quaternários, textura arenosa e relevo plano. Pode ocorrer a presença de solos Glei pouco húmicos e textura média.

Segundo Santos et al. (1998) nas unidades de areias quartzosas deve-se ter cuidado com a erodibilidade dos solos, e para que este material possua bom comportamento como fundação deve-se garantir o seu confinamento. Os pesos específicos naturais destes solos podem estar próximos de $14,5\text{kN/m}^3$ até $17,4\text{kN/m}^3$.

2.3 ENSAIOS GEOTÉCNICOS: PRINCÍPIOS E PARÂMETROS

O desenvolvimento, avaliações e soluções em projetos geotécnicos são fundamentados nos parâmetros dos solos. São através de ensaios geotécnicos que se obtêm soluções para problemas específicos e, portanto, o conhecimento da Mecânica dos Solos Experimental é indispensável para um Engenheiro Geotécnico. O engenheiro deve saber interpretar claramente os resultados obtidos, deve possuir ou desenvolver a sensibilidade sobre as propriedades dos solos e principalmente saber especificar ensaios.

Os equipamentos desenvolvidos ao longo do crescimento da mecânica dos solos, até a mecânica dos solos moderna obtiveram sempre, quando em ensaios de laboratório, a função de simular ao máximo a situação de campo sempre prezando pela integridade das amostras, e em ensaios de campo, obter valores confiáveis através de equipamentos o mais prático quanto possível.

Os ensaios e equipamentos que fundamentam os projetos geotécnicos estão divididos em dois grandes grupos, os Ensaios de Campo e os Ensaios de Laboratório.

2.3.1 Ensaios de campo

Em campo, diz-se que as condições de ensaio são mais reais, pois o solo se encontra em condições naturais. Contudo, o que se prevê na NBR 6484 para ensaios de sondagens à percussão, por exemplo, é a desconsideração dos 15 primeiros centímetros ensaiados, devido ao amolgamento do solo, que é decorrente do avanço por lavagem.

Os ensaios de campo mais comuns para determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos sedimentares argilosos são:

- ensaios de sondagem à percussão padrão (*SPT*);
- ensaios de cone, piezocone (*CPTu*);
- ensaios dilatométricos (*DMT*);
- ensaios de palheta de campo (*Vane test*);
- ensaio pressiómetro.

Neste subitem serão descritos somente os ensaios utilizados para realização desta pesquisa.

2.3.1.1 Sondagem a percussão padrão (SPT)

O princípio de uma obra de engenharia está vinculado diretamente à solicitação mecânica que exercerá sobre o solo. Por isso o conhecimento geotécnico do subsolo de determinada região proporciona informações importantes para as obras de engenharia. Entre os diversos métodos de prospecção existentes, destacam-se as sondagens à percussão, pois são largamente utilizadas, e os resultados obtidos são dominados pela grande maioria dos calculistas.

O SPT é o ensaio de sondagem mais popular na maioria dos países, desde a sua criação, em 1936. A normatização deste ensaio se deu através da *American Society for Testing Materials (ASTM)*. No Brasil, o SPT foi normatizando pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6484 “Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de Ensaio”.

O objetivo deste ensaio consiste em diagnosticar a profundidade e os materiais presentes no subsolo, a identificação do nível do lençol freático em seu estado natural e o índice de resistência a penetração fornecida pelo número de golpes que se aplica para cravar os últimos 30 centímetros do amostrador padrão.

Segundo a NBR 8036, o número de sondagens e a sua localização dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. Devem ser, no mínimo, de uma para cada 200m² de área da projeção em planta do edifício, até 1200m² de área. Entre 1200m² e 2400m² deve-se fazer uma sondagem para cada 400m² que excederem de 1200m². Acima de 2400m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção.

Um importante procedimento inicial do ensaio de sondagem SPT é a perfuração com trado helicoidal até que seja atingido o nível d'água e, então, tem-se o nível d'água sem influência de avanço por lavagem. Se após 10 minutos de operação a perfuração for inferior a 50mm é possível se utilizar o método com circulação de água. O tubo de revestimento deve ser colocado a uma distância mínima de 50cm do fundo do furo, exceto em casos onde se tenham solos altamente instáveis.

Um dos objetivos do ensaio é determinar a resistência à penetração por golpe aplicado e os diferentes materiais do subsolo, portanto durante a execução e operação da perfuração, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas, assim como o número de golpes para cravação do amostrador padrão.

Através de análise tátil e visual, o responsável técnico deve classificar o material presente no subsolo, relatando granulometria, plasticidade, cor e origem. A NBR 6484 apresenta um conjunto de dados com estados de compactidade e consistência para designação e referencial, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Estados de compactidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração NSPT	Designação
	≤ 4	Fofa (o)
Areia e	5 a 8	Pouco compacta (o)
siltes	9 a 18	Medianamente compacta (o)
arenosos	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
	≤ 2	Muito mole
Argila e	3 a 5	Mole
siltes	6 a 10	Média (o)
argilosos	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

FONTE: Modificada da NBR 6484 (2001, p.17).

Considera-se impenetrável à percussão quando se obtiver no ensaio de sondagem as seguintes condições:

- em três metros sucessivos, se obtiver índices de penetração maior do que quarenta e cinco/quinze centímetros;

- em quatro metros sucessivos, forem obtidos índices de penetração entre quarenta e cinco/quinze centímetros e quarenta e cinco/trinta centímetros;
- em cinco metros sucessivos, forem índices de penetração entre quarenta e cinco/trinta centímetros e quarenta e cinco/quarenta e cinco centímetros.

Os componentes de aparelhagem utilizados em ensaios de sondagem à percussão podem ser encontrados na NBR 6484, a Figura 5 apresenta um desenho esquemático de um equipamento instalado.

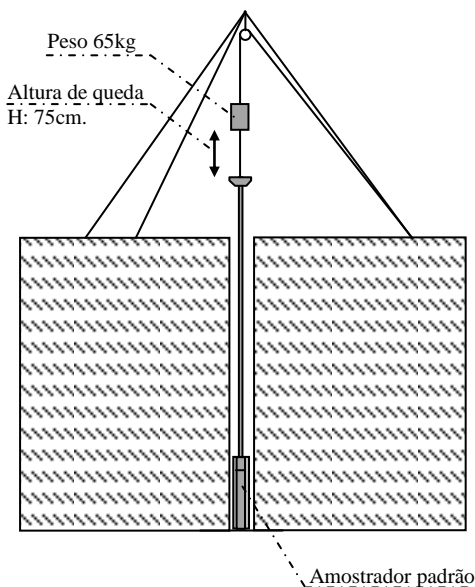


Figura 5 – Equipamento padrão de ensaio à percussão (SPT).

2.3.1.2 Amostragem

Na estatística tradicional amostragens são técnicas ou métodos de se selecionar amostras de populações finitas ou infinitas. A população representa os elementos de interesse de estudo e a amostra é um subconjunto dos elementos da população.

Na geotecnia, é possível dizer que os solos que compreendem uma determinada área de influência são a população e os materiais coletados são as amostras. O objetivo da amostragem de um solo é

permitir a determinação dos parâmetros geotécnicos e posteriormente a sua aplicação para a população. São dois os tipos de amostras que podem ser coletadas para ensaios laboratoriais, as amostras indeformadas e as amostras deformadas.

Em geral, amostras deformadas são utilizadas em ensaios de caracterização e compactação, e amostras indeformadas são utilizadas em ensaios que necessitem que a estrutura do solo seja mantida. O processo de extração e transporte de amostras indeformadas podem causar a perturbação e o amolgamento de amostras de solos, estando estes relacionados com a experiência dos laboratoristas e com o tipo de amostrador utilizado.

Existem três tipos de amostradores mais utilizados na retirada de amostras de solos sedimentares argilosos. O amostrador padrão do ensaio de sondagem à percussão é muito eficiente para se coletar amostras em que não há necessidade de se manter a estrutura do solo, visto que o material retirado acaba sendo amolgado pela cravação dinâmica e pela geometria do próprio amostrador.

Quando há o objetivo de se coletar amostras para ensaios de compressibilidade ou resistência ao cisalhamento, por exemplo, é extremamente importante que a estrutura do solo seja mantida, portanto é recomendada a utilização de amostradores tubulares de parede fina, que pode ser com pistão estacionário ou de tubo aberto, como o tubo *Shelby*.

O amostrador de pistão estacionário é recomendado para amostras de solos moles, pois a estrutura destes solos pode ser perturbada com o menor esforço. Este tipo de amostrador reduz o amolgamento da amostra, pois previne a entrada de detritos de perfuração, controla o comprimento da amostra e reduz as perdas de amostra.

A maior dificuldade de coletas de amostras em solos moles é o acesso, pois os locais em que se formam estes solos são, em geral, alagadiços, com presença de mangues. O tubo *Shelby* é o amostrador mais utilizado em coletas de solos moles, em pequenas profundidades é possível a execução de coletas sem necessidade de grandes equipamentos. Neste equipamento o tubo é aberto na extremidade inferior e há um sistema de válvula extremidade superior que permite somente a entrada da amostra, não permitindo a saída através da sucção (Figura 6).

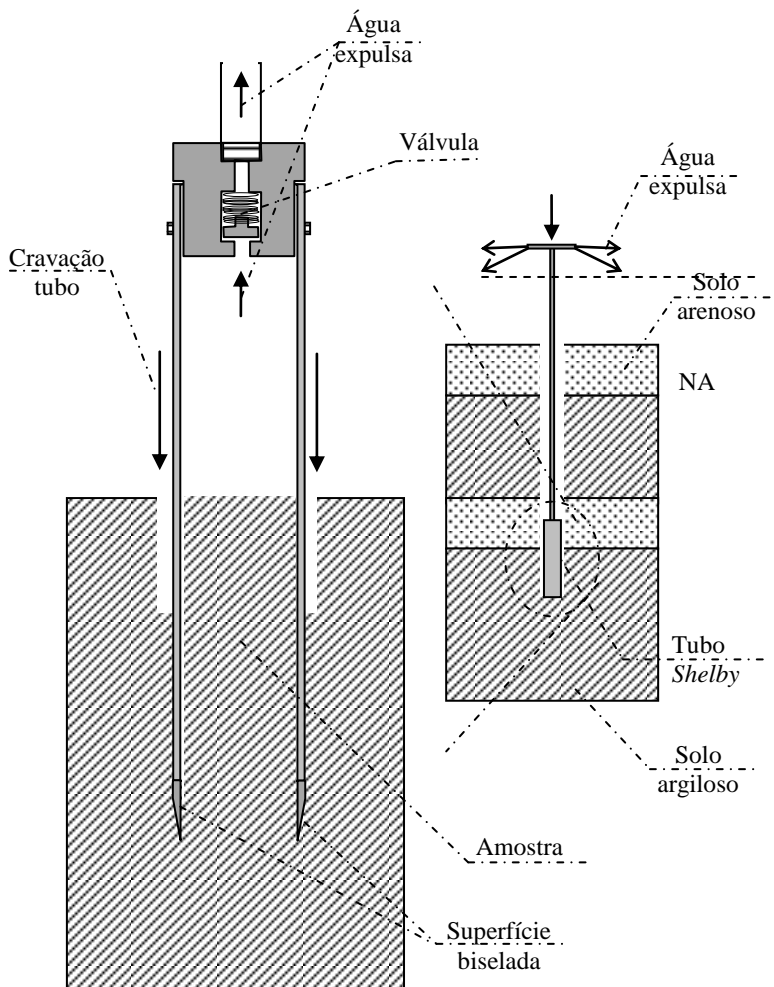


Figura 6 – Equipamento padrão de coleta *Shelby*.

Neste amostrador é importante que a cravação seja feita com velocidade constante, a tal ponto que seja permitida a saída de água de dentro do tubo sem grandes acréscimos de pressões. Segundo Maccarini (apud Blanger e Pedroso, 2001) quando pressurizada, a água no topo da amostra pode penetrar através de orifícios deixados por raízes, principalmente em pequenas profundidades. Em casos de solos muito moles, há a necessidade de se evitar que a massa do próprio conjunto de

hastes comprima a amostra pressionando-a contra a parte superior do tubo.

Existem outros procedimentos que podem causar o amolgamento das amostras, como a utilização de hastes tortas. É importante que se entenda a influência desses processos nos resultados dos ensaios convencionais para solos moles, permitindo a identificação dos mesmos.

As amostragens através de tubos em solos sedimentares argilosos podem provocar deformações cisalhantes e conseqüentemente variações nas tensões efetivas e quebra da cimentação entre partículas.

Segundo Clayton et al. (1995) as principais causas de perturbação em amostras de solo são:

- alívio de tensões;
- remoldagem;
- mistura e segregação;
- migração de água;
- perda de umidade;
- vibração;
- mudanças químicas;
- extrusão.

Esses elementos perturbantes podem causar desestruturação das amostras e conseqüentemente variações nos resultados dos ensaios. Segundo Jamiolkowski et al. (1985) o amolgamento de amostras afeta a curva de compressão, principalmente de argilas entre mole e rijas, e com sensibilidade entre baixa e moderada. Como consequência o índice de vazios pode decrescer em função de determinadas tensões efetivas, tornando mais complicada a identificação do ponto do raio mínimo, o que pode mascarar o valor de σ'_p , e pode ocorrer um acréscimo de C_r e redução de C_c nos ensaios oedométricos.

2.3.2 Ensaios laboratoriais

Por mais que exista um senso comum de que as condições de ensaios de campo sejam mais próximas as condições reais, o objetivo dos ensaios de laboratório é sempre o de reproduzir a situação de campo. E, em alguns casos, permitir a reprodução de situações que seriam financeiramente inviáveis em campo, como esforços causados por obras de engenharia, ou simulações de rupturas, entre outras.

A perturbação da estrutura do solo é algo que pode acontecer tanto em ensaios de campo quanto em amostras de ensaios de laboratório, contudo as amostras de laboratório certamente estão sujeitas a um número maior de variáveis perturbantes.

2.3.2.1 Caracterização dos solos

A caracterização, em específico de solos argilosos, está compreendida basicamente pela análise granulométrica, determinação dos limites de Atterberg, da composição mineralógica, do teor de matéria orgânica e em alguns casos específicos da determinação do pH. Alguns aspectos destes ensaios serão abordados neste subitem.

a) Análise granulométrica

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR7181, normatizou o ensaio de análise granulométrica no Brasil. O objetivo é padronizar a identificação dos solos, através da distribuição de faixas de dimensões de partículas.

As dimensões caracterizam as partículas em pedregulho, areia, silte e argila. A análise granulométrica de partículas finas é realizada através do método da sedimentação contínua em meio líquido. Existem diversos equipamentos de campo que, através de correlações, analisam as variáveis obtidas resultando em uma prévia do perfil geotécnico dos solos. Pode-se citar o piezocone (CPTu), muito empregado em solos moles assim como o ensaio dilatométrico de Marchetti (DMT). O ensaio padrão de penetração dinâmica (SPT), diferente dos citados anteriormente, é executado obtendo-se amostras de solos através de um amostrador padrão. Estas amostras são identificadas por análises tátil-visuais ou encaminhadas para laboratórios.

Carvalho (2000) caracterizou alguns solos moles da BR101, na região Sul do Brasil, obtendo materiais com teores de argila oscilando entre 43 e 55%. A distribuição granulométrica de um material está associada diretamente ao processo de formação e ao seu posicionamento dentro de um universo geotécnico. Foram encontrados por Higashi (2006) teores de argila muito inferiores àqueles encontrados por Carvalho (2000), em universos geotécnicos semelhantes em região próxima ao Sul do Brasil, em torno de 15%, nos quais os teores de silte se aproximavam de 75%. Ambos os solos foram caracterizados como solos moles.

b) Limites de Atterberg

Atterberg foi um importante agrônomo que desenvolveu um método de avaliação da natureza dos solos. Os limites de Atterberg, ou limites de consistência podem ser definidos através de uma série de ensaios, são eles: Limite de liquidez (W_L); Limite de plasticidade (W_P); Limite de contração (W_S). Por mais que tenham uma natureza empírica, os limites de consistência são fundamentais para a Mecânica dos Solos.

Os estados físicos dos solos foram divididos por Atterberg em sólido, semi-sólido, plástico e semi-fluido, conforme Figura 7. Estes dados distinguem as argilas quanto ao seu comportamento quando as mesmas se apresentam com diferentes teores de umidade.

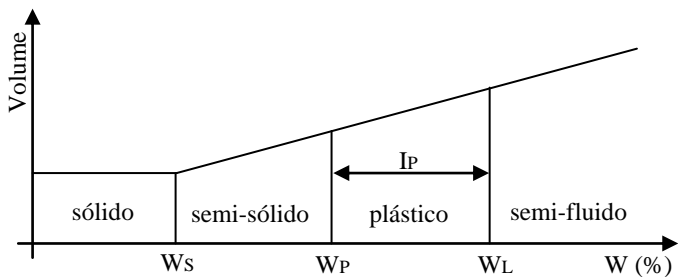


Figura 7 – Posição relativa dos Limites de Atterberg.

Fonte: Modificada de Lambe e Whitman (1969).

O limite de contração limita o teor de umidade até o qual não ocorrem variações volumétricas. O índice de plasticidade (I_P) é o indicador do estado plástico de um solo, e é comumente utilizado por diversos autores para elaboração de correlações com o intuito de se obter parâmetros de outros ensaios, ou estimativas de comportamento durante a execução dos mesmos.

A NBR 6502/95 considera como sendo solo argiloso aquele composto em sua maioria por partículas com diâmetro inferior a 0.002mm, ou seja, uma classificação obtida através da análise granulométrica. Apesar disso, Skempton (1953) definiu como sendo solo argiloso aquele que se comporta como tal, e por este motivo propôs a identificação destes através do índice de plasticidade e a porcentagem de argilas ($<2\mu m$) em um solo. Desta forma, é possível encontrarmos solos que, apesar de elevada porcentagem de silte e areia se comportam como argilosos e, portanto, possuem elevados Índices de Plasticidade e coesões representativas.

Analisando os índices e o comportamento dos solos, Casagrande pode observar que a relação matemática entre o Índice de Plasticidade e o Limite de Liquidez apresentada graficamente, conforme Figura 8, resultaria para os solos de comportamento argiloso em pontos acima de uma reta inclinada, denominada Linha A, solos orgânicos, ainda que argilosos, e solos siltosos são representados por pontos localizados abaixo da Linha A.

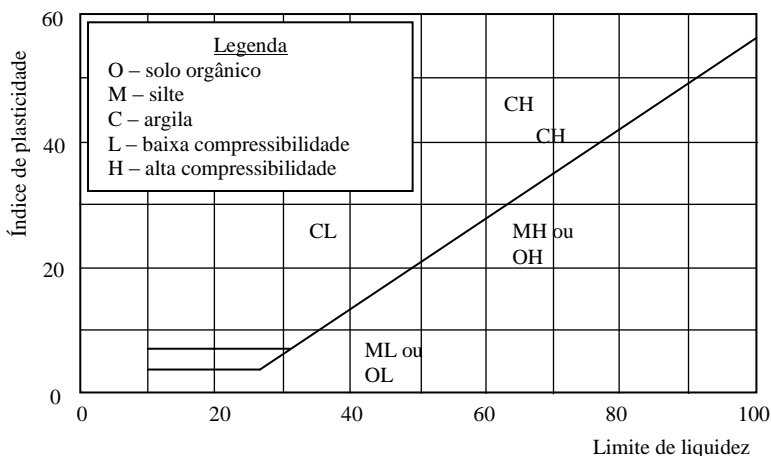


Figura 8 – Carta de plasticidade de Casagrande.

Fonte: Modificada de Vargas (1978).

c) Índices físicos

Pode-se encontrar em uma massa de solo três diferentes fases, a fase sólida, a fase líquida e a gasosa. Em geral, a fase sólida é composta por partículas minerais, a fase gasosa por ar e a fase líquida por água. Do ponto de vista mecânico, entende-se que o solo é composto por partículas sólidas dispostas umas sobre as outras formando uma estrutura porosa, esta, por sua vez, dividida entre os elementos das fases gasosas e líquidas.

Existem variações para a composição destas fases, em solos residuais os minerais da fase sólida podem ser tão heterogêneos quanto for a rocha de origem, pode conter matéria orgânica principalmente quando for sedimentar. Em casos específicos, a fase líquida pode ser composta por contaminantes e, portanto é essencial se definir os parâmetros de condutividade hidráulica do material. A fase gasosa, a exemplo de aterros sanitários, pode ser composta principalmente por gases como metano.

Os índices físicos, na mecânica dos solos, são destinados a medição das relações de massas e volumes constituintes das três fases, através dos quais é possível se calcular esforços atuantes e gerenciar as condições de amostras. Os principais índices físicos empregados na identificação do estado dos solos são:

- teor de umidade (w);
- índice de vazios (e);
- porosidade (n);
- grau de Saturação (S_r);
- peso específico dos sólidos (γ_s);
- peso específico aparente natural (γ_n);
- peso específico aparente seco (γ_d).

d) Composição mineralógica

A desagregação de rochas basálticas que contenham minerais tais como olivinas, piroxênio e anfibólios, ou rochas graníticas que contenham minerais como micas e feldspatos originam solos argilosos, seja por hidrólise, hidratação, dissolução, ou mecanismos físicos, ou através da fragmentação em partículas muito pequenas. É comum que as jazidas de argilas sejam formadas pelo processo de depósito aluvial, ou seja, as partículas menores são carregadas por forças hidrodinâmicas até que esta não seja mais suficiente para mantê-las suspensas. Os depósitos argilíticos, como são conhecidos, são compostos de argilas secundárias, uma vez que a argila primária permanece no local onde foi originada.

Segundo Vargas (1978), compõem a fração argilosa de um solo a sílica coloidal, os cristais de quartzo ($<2\mu m$), os microgrãos de óxido de ferro e a matéria orgânica, sendo que a fração mais fina está atribuída aos argilo-minerais. De acordo com Ribeiro (1992), as argilas moles das regiões costeiras brasileiras foram originadas de maneira semelhante, em geral são constituídas por caulinita, illita e montmorilonita.

Plasticidade, potencial expansivo e compressibilidade são tão maiores quanto maior for a porcentagem de argilo-minerais em um solo, esta relação se equivale de forma inversa aos parâmetros de ângulo de atrito e condutividade hidráulica.

e) Microscopia Eletrônica de Varredura

A Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) é uma ferramenta capaz de produzir imagens de alta resolução, e, em função do método de

geração das imagens, é possível observar a estrutura em visualização com aparência tridimensional.

De acordo com Dedavid et al. (2007) os microscópios eletrônicos de varredura (MEV) utilizam feixes de elétrons ao invés dos convencionais fótons utilizados em um microscópio óptico. Esta substituição permite solucionar o problema de resolução relacionado com a fonte de luz branca. A Figura 9 apresenta uma analogia ilustrada do funcionamento do microscópio eletrônico com o óptico.

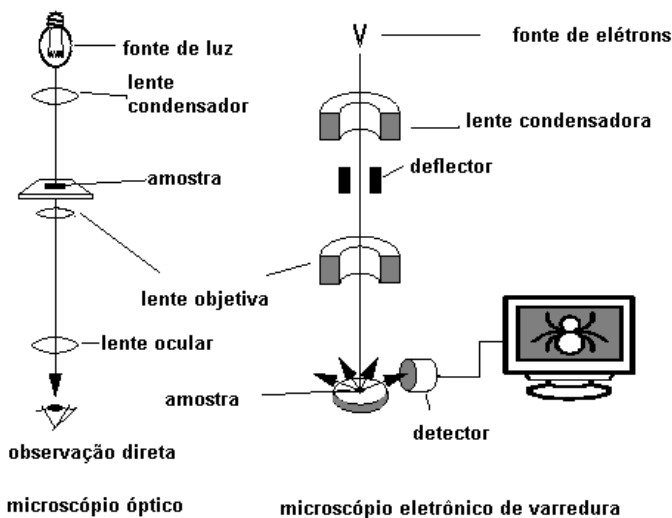


Figura 9 – Analogia entre microscópios ópticos e eletrônicos de varredura.
Fonte: Dedavid et. al. (2007).

Tais peculiaridades creditam ao MEV a capacidade de se produzir imagens de até 300.000 vezes, condicionadas ao material analisado, e em altas resoluções. As imagens formadas são virtuais, uma vez que o equipamento realiza a transcodificação da energia emitida por elétrons, que são emitidos por um filamento capilar de tungstênio com aplicação de diferenças de potencial de 0.5kV até 30kV. Segundo Dedavid et al. (2007), em 1924 De Broglie propôs que elétrons de comprimento de onda muito pequenos, quando submetidos a voltagens suficientemente grandes, apresentam poder de resolução potencialmente alto como uma fonte de iluminação, o que explica o princípio de um MEV.

O percurso dos feixes de elétrons é corrigido por lentes condensadoras que os alinham em direção à abertura da objetiva. A

objetiva ajusta o foco dos feixes de elétrons antes dos elétrons atingirem a amostra analisada.

Carvalho et al. (2009) propôs a análise microscópica em amostras de solos com o objetivo de caracterizar argilas organofílicas, o fez por meio de diversas técnicas analíticas, dentre as quais microscopia eletrônica de varredura (MEV) e espectroscopia de raios-X. Verificou que a base das argilas esmectíticas é constituída por Si e Al.

f) Teor de matéria orgânica

Matéria orgânica em um solo pode ser qualquer organismo vivo, resíduos de plantas e animais em decomposição. São essenciais para a manutenção de ecossistemas que fazem parte, principalmente em solos tropicais. Porém, para a Mecânica dos Solos, a importância do teor de matéria orgânica em um material está atribuída às características de compressibilidade e resistência.

É possível dividir a matéria orgânica que compõe um solo em dois grupos, os não decompostos e os derivados da decomposição. Rocha et al. (2002) concluiu que ocorre um acréscimo nos valores de teor de umidade natural e compressibilidade para quão maior for o teor de matéria orgânica, assim como também é possível verificar o decréscimo dos valores de peso específico e resistência.

O teor de matéria orgânica em um solo pode ser determinado através de diferentes métodos, em laboratório quatro métodos são mais frequentes:

- Método de Walkley-Black Modificado;
- Extração por Pirofosfato de Sódio;
- Método do Analisador Elementar;
- Método da Calcinação “*Loss of Ignition*”.

Segundo Silva et al. (1999), o método da Calcinação “*Loss of Ignition*” é o mais utilizado nos laboratórios de solos brasileiros. Este ensaio consiste na secagem prévia de 4g de amostra, que posteriormente é levada à mufla por um período de 5 horas a uma temperatura de 250°C. A diferença entre o peso seco da amostra antes e após a mufla corresponde ao teor de matéria orgânica. Os mesmos procedimentos podem ser efetuados utilizando-se a mufla a uma temperatura de 500°C.

2.3.2.2 Compressibilidade dos solos

A compressibilidade dos solos brasileiros, em especial as argilas moles costeiras, tem sido muito estudada, pois o conhecimento do comportamento é necessário para obras de infra-estrutura. O método mais difundido para se determinar o índice de adensamento de um solo, e também mais conhecido no Brasil, é o método clássico desenvolvido por Terzaghi, unidimensional e lateralmente confinado, conhecido como oedométrico.

Um exemplo mundialmente conhecido, clássico de patologia oriunda da compressibilidade do solo de fundação, é o da Torre de Pisa, que logo após a sua construção, atrás da Catedral de Pisa, apresentou um elevado nível de recalque diferencial. Nunca uma patologia foi tão benéfica para o desenvolvimento científico e social. A cidade de Pisa se beneficiou turisticamente com os 3,97 graus de inclinação da Torre, Galileu Galilei pode provar a sua teoria de que a velocidade de descida independe da massa do objeto quando deixou cair duas bolas de canhões de massa diferentes do topo da Torre de Pisa. No Brasil, um exemplo muito utilizado são as patologias que ocorrem entre algumas edificações da orla marítima da cidade de Santos.

A metodologia desenvolvida por Terzaghi foi aceita e repercutiu no meio científico com facilidade também devido à analogia que ele propôs entre um sistema solo saturado com um sistema água-mola. Nesta analogia Terzaghi considerou um solo saturado, no qual as partículas seriam representadas por uma mola, e os vazios estariam preenchidos por água. Logo, em um instante iminente inicial toda a carga aplicada em um sistema seria absorvida pela água e posteriormente seria transferida para a mola (partículas de solo), sendo que essa transferência seria tão rápida quanto fosse a capacidade de um orifício de conduzir a água, simulando então a condutividade hidráulica do solo.

A Figura 10 apresenta a analogia proposta por Terzaghi, na qual é possível observar que em um instante inicial o sistema encontra-se em repouso, em um segundo instante de tempo igual a zero toda carga aplicada é transferida para a água, no terceiro instante parte desta carga é absorvida pela mola e outra parte pela água, e em um instante final de tempo toda carga foi transferida para a mola.

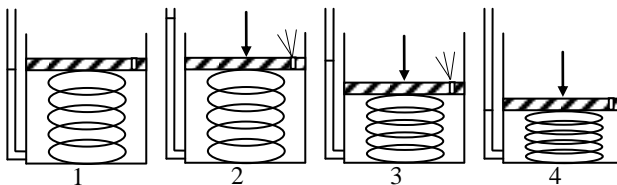


Figura 10 – Analogia do sistema mecânico água-mola de Terzaghi.

Os depósitos de argila mole têm sido muito estudados em todo o Brasil, e a sua caracterização é necessária principalmente para a implantação da infra-estrutura urbana e viária. Esta é geradora de sobrecargas de obras de engenharia, o que torna necessário, por exemplo, conhecer o histórico de tensões dos solos de fundações, os parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

O comportamento das argilas pode ser classificado como normalmente adensado (NA), pré-adensado (PA), ou sub-adensado (SA). O que define uma argila como sendo NA, PA ou SA é o valor da relação entre as pressões efetivas verticais atuais e a máxima que já atuou, ao qual comumente se adota a sigla inglesa OCR (*over consolidation ratio*). A Equação 1 apresenta esta relação.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vc}} \quad (1)$$

Na qual:

- OCR é razão de sobreadensamento;
- σ'_p é a tensão efetiva vertical máxima passada;
- σ'_{vc} é a tensão efetiva vertical máxima atual.

As causas do pré-adensamento em solos sedimentares são variadas, entre elas Holtz e Kovcs (1981) destacam:

- erosão superficial com conseqüente alívio de tensões verticais atuantes;
- variação do nível d'água causando o acréscimo de tensões efetivas no interior das camadas;
- ressecamento do solo causado por variações do nível d'água próximo a superfície de uma argila normalmente adensada, o que provoca o surgimento de uma crosta pré-adensada;

- adensamento secundário, também conhecido como fluência, que por sua vez provoca o envelhecimento da argila;
- ações antrópicas, comum em obras de engenharia.

Segundo Ortigão (1995), deve-se compreender que o solo quando submetido a pressões que ultrapassem a pressão de pré-adensamento sofrem grandes deformações, pois estarão atuando no trecho de reta virgem. Isso é possível observar em curvas de compressibilidades típicas de solos argilosos (Figura 11).

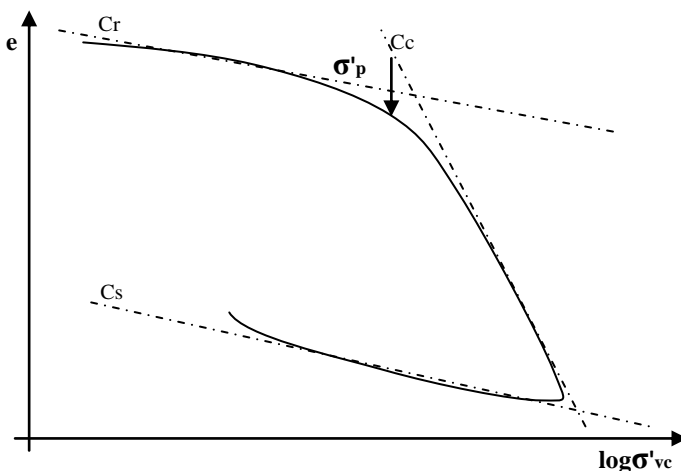


Figura 11 – Curva de compressibilidade típica de um solo argiloso.

É possível identificar que ocorre um primeiro trecho de recompressão, no qual as pressões atuantes são inferiores à pressão de pré-adensamento e as deformações são pequenas. Porém, conforme foi descrito anteriormente, deve-se compreender que ocorre um segundo trecho, no qual as pressões atuantes são maiores que a pressão de pré-adensamento e as deformações são maiores. Terzaghi denominou este trecho como *reta virgem*, pois teoricamente representam valores de pressões aos quais o solo nunca foi submetido. A razão entre as deformações e as pressões atuantes são representadas pelo coeficiente de compressão (C_c).

A Tabela 3 apresenta alguns valores típicos de pressões de pré-adensamento dos solos moles do estado de Santa Catarina.

Tabela 3 - Valores típicos de pressões de pré-adensamento dos solos moles catarinenses.

Local	Prof. (m)	σ'_p (kPa)	Referência
Capivari de Baixo	2.4-2.8	15	Higashi e Espíndola (2010)
Capivari de Baixo	2.4-2.8	17	Higashi e Espíndola (2010)
Tubarão/área02	2.5-3.2	14	Higashi (2006)
Tubarão/área02	4.4-5.1	25	Higashi (2006)
Tubarão/área02	5.0-5.2	15	Higashi (2006)
Tubarão/área02	5.3-6.0	17	Higashi (2006)
Tubarão/área03	3.4-3.9	33	Higashi (2006)
Tubarão/área03	4.4-4.9	46	Higashi (2006)
Tubarão/área03	4.9-5.5	31	Higashi (2006)
Tubarão/área04	2.0-2.4	31	Higashi (2006)
Tubarão/área04	3.0-3.3	22	Higashi (2006)
Joinville/conv1	3.9-4.5	35	Moura (2004)
Joinville/conv2	2.9-3.5	45	Moura (2004)
Joinville/conv3	4.9-5.5	60	Moura (2004)
Florianópolis	3.7-4.3	18	Moura (2004)
Florianópolis	4.5-5.1	22	Moura (2004)
BR101/DNOS	3.2	30	Carvalho (2000)
BR101/Santa Luzia	2.9	34	Carvalho (2000)

NOTA: σ'_p – Pressão de pré-adensamento.

Existem diferentes métodos para se determinar a pressão que divide as pequenas das grandes deformações (σ'_p), dos quais, no Brasil, dois são mais comuns. O método de Casagrande (1936), por ter sido o primeiro proposto, e, portanto possuindo grande importância histórica, e o método de Pacheco Silva (1970), por ser um método brasileiro e simples de se aplicar.

Os ensaios clássicos para reprodução das condições de campo e obtenção dos parâmetros de compressibilidade em solos sedimentares argilosos foram desenvolvidos de acordo com a teoria de Terzaghi e, portanto, são ditos ensaios oedométricos, nos quais os corpos de provas são confinados lateralmente.

a) Ensaio de adensamento oedométrico convencional

O ensaio convencional de adensamento tem como princípio a aplicação de incrementos de cargas verticais com o objetivo de se obter as variações volumétricas, e a partir das variações obtidas, em função das pressões aplicadas, calcular os tempos em que ocorrerão os

recalques causados por sobrecargas em campo, além de possibilitar o cálculo da dimensão total dos mesmos.

Além de determinar os parâmetros de deformabilidade dos solos e velocidade com que ocorrem, também é possível determinar a expansão dos mesmos devido ao alívio de carga, o colapso ou expansão em função da inundação dos corpos de prova, presença de minerais expansivos, e o cálculo indireto do coeficiente de permeabilidade em cada intervalo de carregamento.

Os procedimentos de ensaio foram normatizados no Brasil através da NBR-12007 Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Segundo Holtz e Kovacs (1981) o equipamento deve conter duas pedras porosas, uma no topo e outra na base, que permitam a saída de água do interior da amostra, em especial no aparelho apresentado na Figura 12 é possível observar que a pedra porosa da base permanece em contato com duas buretas.

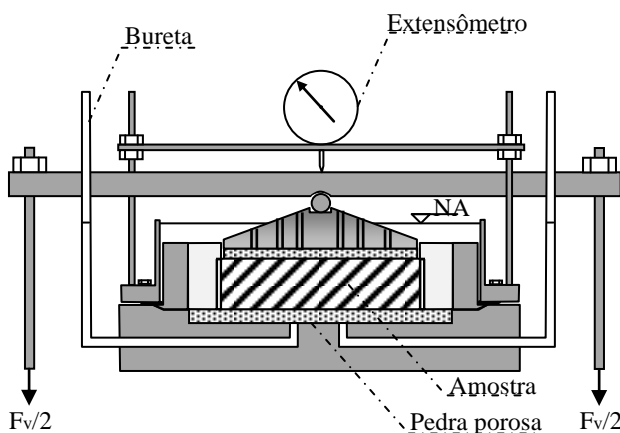


Figura 12 – Equipamento convencional de ensaios oedométricos.

De acordo com a analogia água-mola de Terzaghi, em um instante de tempo igual a zero toda a pressão aplicada no topo da amostra deverá ser observada no piezômetro conectado a pedra porosa da base, e em um instante final toda a carga aplicada terá sido absorvida pela estrutura de partículas do solo, conseqüentemente o nível do piezômetro estará alinhado com o nível d'água sobre a amostra.

Entre as vantagens e desvantagens do ensaio de adensamento convencional tem-se:

- simples execução,
- procedimentos normatizados e bem definidos;
- tempo excessivo de ensaio;
- pontos da curva tensão deformação muito espaçados, dificultando a identificação da σ'_p ;
- a aplicação instantânea de carga submete a amostra a altos gradientes hidráulicos e pressões neutras desuniformes.

b) Ensaio de adensamento com deformação controlada

O ensaio de adensamento com deformação controlada foi desenvolvido inicialmente por Smith e Wahls (1969). A normatização dos procedimentos e equipamentos se deu através da *ASTM D 4186-82 Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils using Controlled Strain Loading*. Este ensaio possui como característica a aplicação de contrapressão para saturação do corpo de prova e determinação da deformação por minuto de ensaio em função do limite de liquidez, conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Deformações sugeridas para ensaios de adensamento CRS

Limite de Liquidez (%)	Índice de deformações (r) (% / minuto)
< 40	0.04
40 - 60	0.01
60 - 80	0.004
80 - 100	0.001
100 - 120	0.0004
120 - 140	0.0001

FONTE: Adaptado de Head (1985).

Segundo Head (1985), utilizando-se os valores de deformações sugeridos, os excessos de poropressões devem oscilar entre 3% e 20%, sendo que uma estimativa inicial também pode ser feita através de experiências adquiridas em laboratório e, em casos em que não sejam diagnosticados excessos de poropressões a velocidade do ensaio pode ser reajustada.

Por ser um ensaio especial e com adensamento contínuo, o ensaio de adensamento com deformação controlada exige uma célula diferenciada, capaz de medir excessos de poropressões na base da

amostra, conforme Figura 13. A velocidade constante aplicada, por exemplo, em carregamentos mecânicos, permite que o ensaio seja executado com deformações controladas.

De acordo com Head (1985), a utilização de sistemas automáticos de controle de dados não é uma prioridade neste ensaio, mas cita que é desejável a aquisição automática dos mesmos.

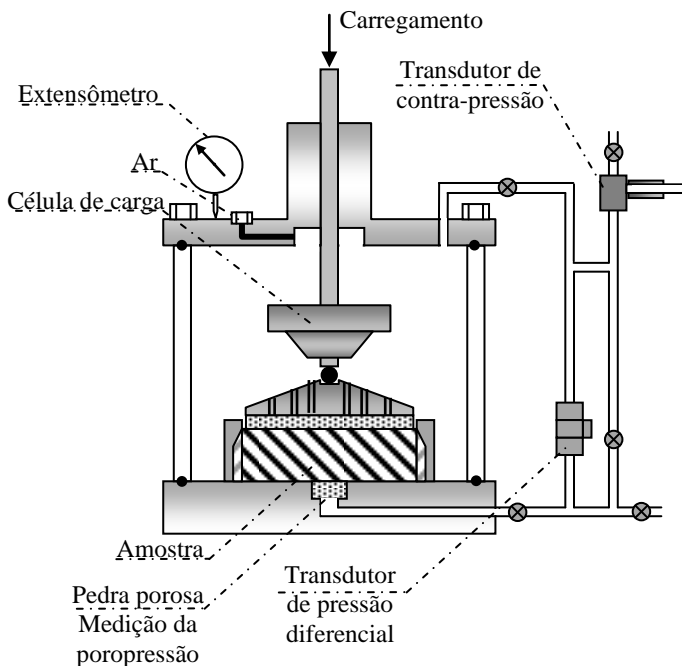


Figura 13 – Equipamento padrão de ensaios CRS.

Fonte: Modificado de Higashi (2006).

O estudo dos parâmetros de compressibilidade dos solos moles brasileiros através de ensaios convencionais e especiais da Mecânica dos Solos teve avanços significativos ao longo dos anos. Autores como Massad (1994), que estudou principalmente as argilas moles da Baixada Santista, Coutinho (2001) os solos moles de Recife, Santos (1997) e Higashi (2006) os solos do litoral catarinense, tem contribuído efetivamente no entendimento do comportamento mecânico dos solos moles costeiros brasileiros.

c) Parâmetros dos solos moles costeiros brasileiros

De uma forma geral, os depósitos de solos moles do litoral brasileiro são constituídos por materiais de granulometria fina que se depositaram em ambientes marinhos, e geologicamente são bem recentes, formados no Período Quaternário por ciclos de sedimentação, conforme cita Massad (1999) e Weschenfelder (2005).

Os parâmetros de compressibilidade revisados nesta pesquisa foram obtidos através dos métodos de ensaio convencionais e com velocidade de deformação controlada.

Moura (2004) desenvolveu o equipamento de ensaio de adensamento CRS da Universidade Federal de Santa Catarina e obteve os parâmetros de compressibilidade em solos moles do Leste de Santa Catarina. Estes valores foram revisados, pois foram obtidos através do mesmo equipamento utilizado neste trabalho.

É essencial o conhecimento dos parâmetros de compressibilidade dos solos moles, uma vez que a aplicação de pressões superficiais pode gerar grandes deformações, podendo comprometer obras de engenharia estruturalmente. A exemplo cita-se a baixada santista, estudada por Massad (1994 e 1999), onde o empirismo de dados acarretou em sérios problemas econômicos e sociais.

Coutinho (2001) obteve parâmetros de compressibilidade em solos de Recife através do método de ensaio com velocidade de deformação controlada. Os ensaios foram realizados em amostras coletadas entre 28.00m e 40.00m de profundidade, obtiveram-se valores de pressões de pré-adensamento de até 460kPa e não se diagnosticou uma relação direta entre a profundidade de coleta e os valores de σ'_p .

Os solos do litoral catarinense foram estudados por autores como Santos (1997), Moura (2004) e Higashi (2006), que evidenciaram a presença de espessos perfis de argila mole, geralmente normalmente adensados, evidenciando-se ainda a presença de solos sub-adensados. Entre outros autores que estudaram os solos catarinenses, cita-se Magnani (2006), que analisou o comportamento de aterros reforçados executados sobre um depósito homogêneo de argila muito mole e regime de construção rápida, na obra da Via Expressa Sul, em Florianópolis, próximo ao local de estudos deste trabalho.

A Tabela 5 apresenta parâmetros de compressibilidade de solos moles brasileiros obtidos pelos autores Massad (1994 e 1999), Coutinho (2001), Higashi (2006), Marques e Lacerda (2004), Santos (1997), Moura (2004) e Magnani (2006).

Tabela 5 – Parâmetros de compressibilidade dos solos moles costeiros brasileiros.

Autor/Local	Prof. (m)	e_0	W_n (%)	C_c	CR	W_L (%)	I_p (%)	γ_n (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)
Massad (1994 e 1999) Santos/SP	≤ 5	>4	-	-	0.35-0.39	40-150	30-90	13	-
	≤ 50	2-4	-	-	0.33-0.51	40-150	20-90	13.5-16.3	-
	20-45	<2	-	-	0.35-0.43	40-150	40-90	15-16.3	-
Coutinho (2001) Recife/PE	28.00-28.90	1.40	-	0.71	0.30	64	-	-	240*
	29.00-29.80	1.43	-	0.80	0.33	70	-	-	440*
	30.00-30.70	1.47	-	0.92	0.37	73	-	-	400*
	32.00-32.60	1.57	-	0.86	0.33	85	-	-	260*
	33.00-33.40	1.63	-	0.82	0.31	79	-	-	190*
	35.00-35.65	1.52	-	0.90	0.36	78	-	-	340*
	36.00-36.65	1.63	-	0.91	0.35	78	-	-	240*
	37.00-37.63	1.65	-	0.98	0.30	83	-	-	145*
	38.00-38.50	1.55	-	1.05	0.41	87	-	-	460*
	40.00-40.78	1.74	-	1.19	0.43	90	-	-	340*
Higashi (2006) Tubarão/SC Cativari/ SC	2.53-3.23	8.75	340	3.124	0.320	152	54	10.8	14
	4.41-5.11	1.89	70.2	0.716	0.248	59	28	15.7	25
	5.00-5.24	1.96	71.7	0.581	0.196	86	43	15.3	15
	5.30-6.00	2.39	87.1	0.751	0.222	69	38	14.7	17
	3.35-3.90	1.27	51.2	0.255	0.112	42	5	17.4	33
	4.35-4.90	2.26	66.5	0.449	0.138	44	12	13.4	46
	4.90-5.45	1.77	44.1	0.421	0.152	40	8	13.7	31
	2.00-2.40	1.48	47.3	0.268	0.108	43	9	15.75	31
	3.00-3.25	3.29	45.6	0.417	0.097	52	18	9.05	22

Tabela 5 – Parâmetros de ensaios de compressibilidade dos solos moles costeiros brasileiros (continuação).

Autor/Local	Prof. (m)	e_0	W_n (%)	C_c	CR	W_L (%)	I_p (%)	γ_n (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)
Marques e Lacerda (2004) Navegantes/SC	0-7	1.26-2.70	47-100	0.18-0.93	0.09-0.26	40-98	6-53	14-17	21,3
	6-16.5	1.37-2.82	49-103	0.34-0.88	0.13-0.27	32-110	11-57	13.8-16.8	90
	16.5-38	1.12-2.01	40-75	0.25-0.99	0.11-0.37	57-84	26-46	14.8-17.7	92
Santos (1997) Florianópolis/SC	5	-	72.2	1.54	0.531	27	10	14.7	25
	3	-	160.3	0.54	0.100	-	-	12.4	20
	2.3	-	70.2	0.78	0.276	66	39	15.6	31
	2.5	-	62.1	1.00	0.378	98	76	15.9	40
	0.50	-	-	-	-	50	16	-	-
Moura (2004) Leste de SC	3.90-4.50	2.09	78.8	0.967	0.313	-	-	-	45*
	2.90-3.50	2.19	83.9	1.068	0.335	-	-	-	58*
	4.90-5.50	2.06	78.3	0.850	0.278	-	-	-	85*
	3.70-4.25	3.52	133.5	1.533	0.339	-	-	-	22*
	4.50-5.05	3.45	132.8	1.562	0.351	-	-	-	25*
	4.50-5.05	3.41	133.3	1.528	0.346	-	-	-	-
	4.50-5.05	3.42	132.9	1.577	0.357	-	-	-	-
Magnani (2006) Florianópolis/SC	2.00-16.0	2.9-4.5	100-170	1.1-2.0	0.3-0.45	105-165	60-100	13.2-14.2	21-50

FONTE: Modificada de Higashi (2006).

NOTA: $CR=C_c/(1+e_0)$ – Razão de compressão; e_0 – Índice de vazios inicial; W_n – Teor de umidade natural; W_L – Limite de liquidez; I_p – Índice de plasticidade; γ_n - Peso específico aparente natural; σ'_p - Pressão de pré-adensamento. * – Valores obtidos com ensaio CRS.

2.3.2.3 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência por área unitária que a massa de solo pode oferecer contra rupturas e deslizamentos ao longo de um plano interior. Segundo Holtz e Kovacs (1981), a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos não depende somente da consistência ou da pressão de confinamento, mas também da história de tensões de um solo.

Os esforços gerados por obras de engenharia são geralmente aplicados de forma que, o tempo de execução é muito mais rápido quando comparado com a capacidade dos solos argilosos em dissipar excessos de poro pressões. Logo, em solos moles, nos quais a resistência não drenada geralmente apresenta-se como baixa, pode ocorrer a ruptura de aterros em curto prazo e grandes deformações em longo prazo.

As propriedades anteriormente descritas estão associadas às diferentes condições de ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento de amostras de solos sedimentares. A Figura 14 apresenta um comportamento típico de solos sedimentares argilosos, que conforme citado, está também associada à história de tensões das amostras, ou seja, a razão de pré-consolidação (OCR).

A identificação do ponto que define a ruptura do solo é interpretativa e depende do critério de ruptura adotado, além do tipo de carregamento ao qual será submetido, ao tipo de obra, entre outros fatores. É comum se utilizar o valor da máxima tensão desviadora como sendo o ponto de ruptura do gráfico tensão deformação.

A aplicação do critério de ruptura de Mohr-Coulomb é o método mais comum para se interpretar as tensões atuantes no solo e se obter os valores de ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva, utilizados em projetos de obras de engenharia.

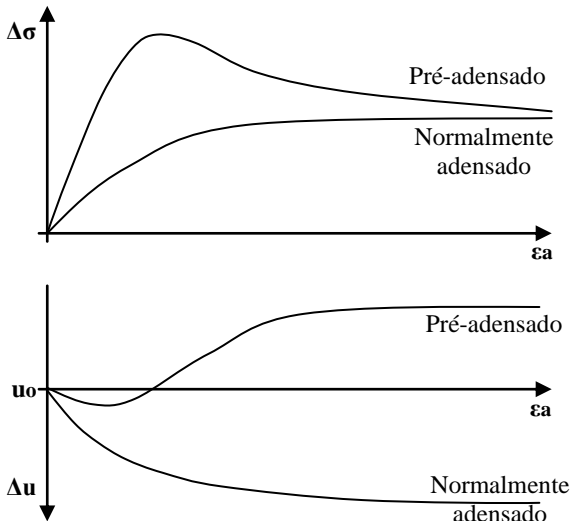


Figura 14 – Comportamento típico de solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento.

Fonte: Modificada de Holtz e Kovacs (1981).

Os ensaios tradicionais de resistência ao cisalhamento são os ensaios de cisalhamento direto, compressão triaxial, cisalhamento anelar e o ensaio de palheta. Podem-se citar alguns outros equipamentos, como o *Borehole Shear Test*, utilizado em ensaios de campo. Existem ainda variações dos equipamentos tradicionais, como o cisalhamento direto com medidas de sucção ou poropressões, porém não são tradicionais.

a) Compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial, clássico na mecânica dos solos, tem como principais referências Bishop e Henkel (1962), que propuseram os procedimentos, e Head (1985) que os descreve. O equipamento triaxial convencional está ilustrado na Figura 15.

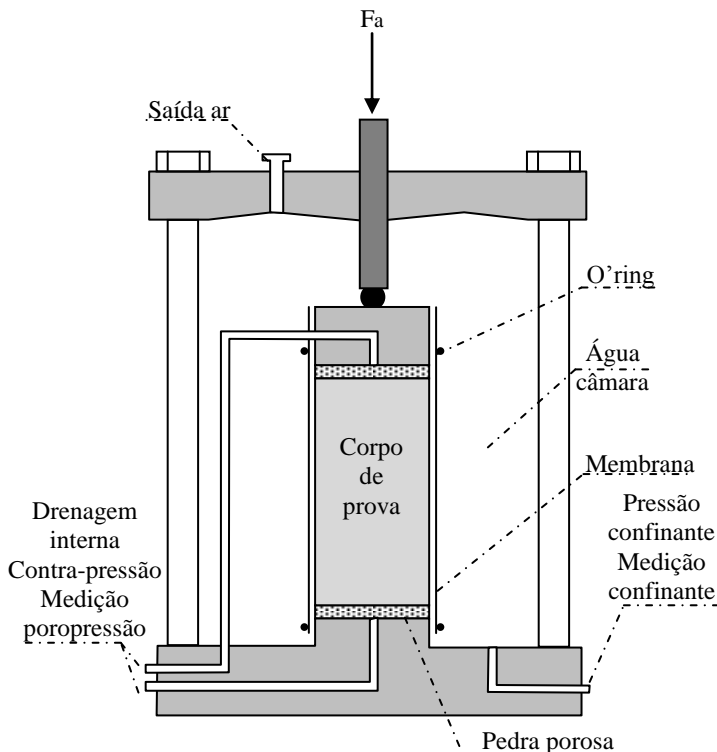


Figura 15 – Equipamento padrão de ensaios triaxiais.

Fonte: Atkinson e Bransby (1982).

Neste ensaio o corpo de prova é cilíndrico e com altura geralmente equivalente à duas vezes o diâmetro, o que possibilita a formação de uma superfície de ruptura livre e que não toque a base ou topo do mesmo.

De acordo com Bishop e Henkel (1962) o corpo de prova é isolado por uma membrana comprimida no topo e na base do corpo de prova através de anéis de borracha, isso permite separar poropressões de pressões totais.

O equipamento triaxial apresentado na Figura 15 não permite o controle independente de tensões nos três eixos (triaxial verdadeiro). Portanto assume-se a aplicação de tensões assimétricas e σ_3 igual a σ_2 , conforme Figura 16.

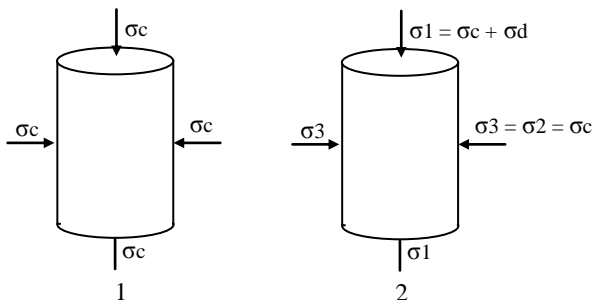


Figura 16 – Tensões em corpos de prova triaxiais.

A situação do corpo de prova 1 indica um estado de tensões isotrópicas, o que é comum de se executar no estágio de consolidação de ensaios triaxiais. No corpo de prova 2 é possível observar uma situação em que existe uma tensão desviadora atuando axialmente e que σ_3 é igual a σ_2 , essa situação é típica do estágio de cisalhamento em ensaios triaxiais.

Quando uma amostra de solo é submetida à ruptura, é comum se controlar a deformação ou a tensão axial. No primeiro caso são controladas as deformações axiais e entre todas as variáveis são registrados também as tensões desviadoras. No segundo caso são controladas as tensões desviadoras e registradas as deformações resultantes.

Conforme foi citado anteriormente, o grande diferencial dos ensaios de laboratório é a possibilidade de simular as situações que as obras de engenharia irão impor aos solos de fundações. O ensaio triaxial, através dos procedimentos apresentados por Bishop e Henkel (1962) e mais recentemente por Head (1985) é ideal para simulações de condições de campo, principalmente no que tange os estados de tensões e as condições de drenagem.

Os ensaios triaxiais podem ser classificados em função dos procedimentos de drenagem e controle de tensões em:

- CD ou CID: consolidado e drenado ou consolidado isotropicamente e drenado;
- CU ou CIU: consolidado e não drenado ou consolidado isotropicamente e não drenado;
- UU: não consolidado e não drenado.

Segundo Holtz e Kovacs (1981) os ensaios CD na engenharia prática simulam condições de solos confinados, porém com drenagem permitida, exemplo: escoamento estacionário em barragens de terra, escavações de longo prazo e estabilidade de taludes em longo prazo. Nos ensaios CU são determinados os parâmetros em termos de tensões totais e efetivas, já os ensaios em condições não drenadas são utilizados na engenharia prática para simular situações como: construção de barragens de terra, taludes de reservatórios e canais. Os ensaios triaxiais UU são utilizados em casos específicos, e de aplicação rápida de carga, como em aterros sobre solos argilosos sedimentares, onde em um tempo igual a zero o solo não é comprimido, visto que toda sobrecarga é absorvida pela água, que por sua vez tende a ser comprimida e irá transferir a sobrecarga para a estrutura do solo lentamente devido a baixa condutividade hidráulica do mesmo.

b) Ensaio de palheta

O ensaio de palheta, internacionalmente conhecido como *Vane Test*, foi desenvolvido inicialmente na Suécia em 1919, por John Olsson. Sofreu alterações no decorrer dos anos seguintes, até que em 1940 assumiu a forma utilizada até hoje. Tradicionalmente é utilizado na determinação da resistência não drenada (S_u) em solos moles. O ensaio consiste basicamente de uma palheta de seção cruciforme, cravada no solo, submetida a um torque que deverá resultar em um esforço cisalhante não drenado. A relação entre a resistência ao cisalhamento não drenado indeformado e a resistência ao cisalhamento não drenado após amolgamento proposital da amostra é definida como a sensibilidade do solo.

O equipamento utilizado em ensaios de palheta de laboratório, Figura 17, é similar ao aparelho utilizado em campo. Consiste em uma haste na qual em uma extremidade há uma palheta com dimensões padronizadas e na outra extremidade uma superfície com roscas acoplada a uma célula de carga.

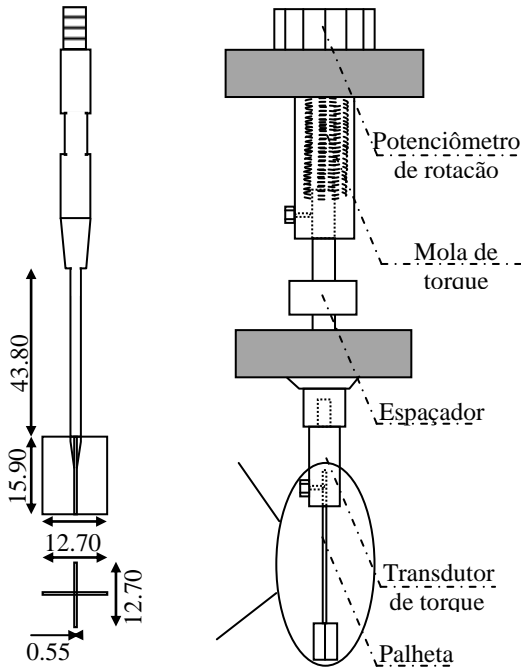


Figura 17 – Equipamento de torque para ensaios de palheta de laboratório.
Fonte: Modificado da ASTM (D 4648 - 00).

Em 1987 os procedimentos de ensaio foram normatizados internacionalmente pela ASTM STP 1014. No Brasil, o ensaio foi normatizado através da NBR 10.905 – Ensaio de Palheta *in situ*. Segundo consta nestes documentos, a velocidade de 11°/min. é suficiente para impor esforços cisalhantes na condição não drenada.

Segundo a Norma brasileira, para palhetas retangulares cuja altura é igual ao dobro do diâmetro, a resistência não drenada pode ser expressa através da Equação 2.

$$S_u = \frac{0.86 \cdot M}{\pi \cdot D^3} \quad (2)$$

Na qual:

- S_u é a resistência não-drenada;
- M é o momento torsor;
- D diâmetro global da palheta.

Em palhetas cujas relações geométricas não sejam retangulares, a resistência não drenada pode ser expressa pela Equação 3.

$$S_u = \frac{M}{\pi \cdot \left(\frac{D^3 + 3 \cdot D^2 \cdot H}{6} \right)} \quad (3)$$

Na qual:

- S_u é a resistência não-drenada;
- M é o momento torsor;
- D diâmetro global da palheta;
- H altura da palheta.

Os resultados dos ensaios podem ser afetados por fatores que se dividem em fatores resultantes da natureza de solicitação e do tipo de solo, e fatores resultantes dos procedimentos de execução do ensaio. Três condições de ensaios são aceitas, porém não são situações totalmente verdadeiras, são elas:

- a distribuição de tensões na palheta é uniforme;
- o solo ensaiado é homogêneo e isotrópico;
- a condição de ensaio é não-drenada.

Entre os procedimentos durante a execução do ensaio que podem afetar os resultados dos ensaios tem-se:

- inserção da palheta no solo;
- profundidade de inserção da palheta no solo;
- intervalo de tempo entre a inserção da palheta e o início do ensaio.

Segundo Mitchell (1976) é comum que a resistência ao cisalhamento das argilas naturais decresça em função do grau de amolgamento da mesma, quanto maior for a relação entre estes dois parâmetros maior será a sensibilidade do material.

Em obras de engenharia as argilas moles compressíveis e pouco permeáveis podem ser solicitadas de forma não drenada, o que é possível se medir através de ensaios triaxiais UU ou de compressão

simples, por exemplo, nos quais se obtém a resistência ao cisalhamento não drenada das argilas (S_u).

A sensibilidade, portanto, pode ser dita como a relação entre a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada e a resistência ao cisalhamento não drenada amolgada. O que, matematicamente, pode-se expressar através da Equação 4.

$$S_t = \frac{S_u}{S_{u_r}} \quad (4)$$

Na qual:

- S_t é a sensibilidade;
- S_u é a resistência ao cisalhamento não-drenada indeformada;
- S_{u_r} é a resistência ao cisalhamento não-drenada amolgada.

São dois os métodos clássicos para classificação de uma argila quanto à sensibilidade, um proposto por Skempton e Northey (1952 apud Holtz e Kovacs, 1981) e um segundo proposto por Rosenqvist (1953 apud Holtz e Kovacs, 1981). Nesta pesquisa foi adotado o método proposto por Skempton e Northey (1952) conforme Tabela 6.

Tabela 6 - Sensibilidade das argilas segundo Skempton e Northey (1952)

Classificação	Sensibilidade (S_t)
sensibilidade baixa	2 a 4
sensibilidade média	4 a 8
sensibilidade alta	8 a 16
sensibilidade muito alta	> 16

FONTE: Adaptado de Holtz e Kovacs (1981).

A Tabela 7 apresenta os valores típicos de sensibilidade das argilas brasileiras.

Tabela 7 - Sensibilidade das argilas brasileiras

Região	St	Referência
Sergipe, SE	3 a 6	Ribeiro (1992 apud Bertoul, 2009)
Santos, SP	4 a 5	Massad (1994)
Sapuruí, RJ	2 a 4	Sayão (1980 apud Bertoul 2009)
Juturnaíba, RJ (aterro experimental)	1 a 19	Coutinho (2001)
Juturnaíba, RJ (Barragem-PartII, V e III-2)	4 a 8	
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3.4	Adaptado de Ortigão (2007) e Schnaid (2000)
Santa Cruz, RJ (offshore)	1 a 5	
Sepetiba, RJ	4.0	
Rio de Janeiro, RJ	2 a 8	
Cubatão, SP	4 a 8	
Aracajú, SE	2 a 8	
Porto Alegre, RS	2 a 7	
Florianópolis, SC	1 a 7	Maccarini et al. (1998 e 2001)
Florianópolis, SC	3 a 6	Magnani (2006)

FONTE: Modificado de Bertoul (2009).

NOTA: St – Sensibilidade das argilas.

c) Parâmetros de ensaios de resistência dos solos moles costeiros brasileiros

As argilas moles, quando submetidas a carregamentos rápidos, podem sofrer ruptura por cisalhamento, isso é possível devido à baixa permeabilidade desses solos. Quando um solo mole é submetido à ruptura dita não drenada avalia-se o parâmetro S_u .

Ortigão (1975) comparou valores de resistência não drenada obtidos em ensaios de campo e ensaios laboratoriais, e observou que os valores eram inferiores para as amostras maiores, possivelmente devido ao amolgamento da mesma.

Marques e Lacerda (2004) diagnosticaram que os resultados de resistência não drenada S_u , obtidos a partir de ensaios triaxiais, apresentam valores inferiores aos determinados através do ensaio de palheta de campo para o mesmo depósito de argila mole.

São apresentados na Tabela 8 alguns parâmetros de ensaios de resistência de solos sedimentares obtidos por autores brasileiros.

Tabela 8 – Parâmetros de ensaios de resistência de solos moles brasileiros.

Autor		Prof. (m)	W_n (%)	γ_n (kN/m ³)	e_0	S_u (kN/m ²)	NSPT médio
Alencar et al. (2002 apud Higashi, 2006)		0-11	-	15-16	1,7-2,4	10-30	0-1
		11-13	-	17.5-18.7	0.91-1.19	-	4-5
		17-21	-	13,2-13.6	0.89-0.94	23-51	4-6
Schnaid (2000)	Duarte (1977), Costa Filho et al. (1985) e Sayão (1980)	-	110-160	-	-	5-15	-
	Samara et al. (1982), Árabe (1995) e Massad (1985)	-	100-140	-	-	10-60	-
	Gusmão Filho (1986), Ferreira et al. (1986) e Coutinho e Ferreira (1993)	-	50-150	-	-	2-40	-
	Conceição (1997)	-	35-150	-	-	13-40	-
	Coutinho (1988)	-	40-400	-	-	5-37	-
	Ribeiro (1992)	-	57-72	-	-	8-20	-
	Dias e Bastos (1994)	-	38-64	-	-	-	-
Massad (1994)		<50		13.5-16.3	2-4	10-60	0-4
Santos /SP		20-45		15-16.3	<2	>100	5-25
Santos (1997) Florianópolis/SC		1.25	124.9	13.8	3.24	10.8	-
		5.00	72.2	14.7	1.90	9.4	-
		2.30	70.2	15.6	1.83	15.8	-
		2.50	62.1	15.9	1.64	15.6	-
Higashi (2006) Tubarão/SC Capivari/SC		4.5	83.23	14.85	2.03	8.0	0
		3.0	58.43	16.23	1.24	11.3	0
		2.9	208.8	12.21	0.95	9.2	0-1
		4.8	74.22	15.76	0.98	11.0	0
		4.8	72.95	14.19	0.97	7.1	0
		5.1	80.61	15.43	2.15	7.2	0
Magnani (2006) – Florianópolis / SC		2-16	100-170	13.2-14.2	2.9-4.5	5-28	-

FONTE: Modificado de Higashi (2006).

NOTA: S_u – Resistência não drenada; e_0 – Índice de vazios inicial; W_n – Teor de umidade natural; γ_n - Peso específico aparente natural;

2.3.2.4 Permeabilidade

Permeabilidade é a capacidade de um solo em conduzir um líquido (água) por entre as suas partículas, quanto mais poroso for um solo, maior será a condutividade hidráulica. O coeficiente de permeabilidade de um solo é representado pela letra k .

Segundo Holtz e Kovacs (1981) os maiores problemas geotécnicos em obras de engenharia estão associados ao fluxo de água no interior dos solos, causado pela diferença de potencial entre dois pontos. O fluxo de água no interior do solo é chamado de percolação.

O coeficiente de permeabilidade em solos granulares é determinado de acordo com a NBR 13292 - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante. Os procedimentos para determinação do coeficiente de permeabilidade em solos argilosos estão descritos na NBR 14545 - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.

Segundo Head (1985), a permeabilidade de solos com baixa condutividade hidráulica pode ser determinada também através de ensaios de permeabilidade triaxiais com dois sistemas de contra-pressão. A execução deste tipo de ensaio em laboratório não é comum, pois exige equipamentos complexos e preferencialmente automatizados, além de técnicos especializados.

A Figura 18 ilustra o equipamento utilizado em ensaios de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão. O princípio do ensaio consiste em um primeiro estágio de saturação do corpo de prova através de contrapressão, posteriormente a aplicação de pressões diferentes entre a base e o topo do corpo de prova causa um fluxo no interior do mesmo, o que é mensurado através de medidores de variações volumétricas tornando possível a obtenção de k .

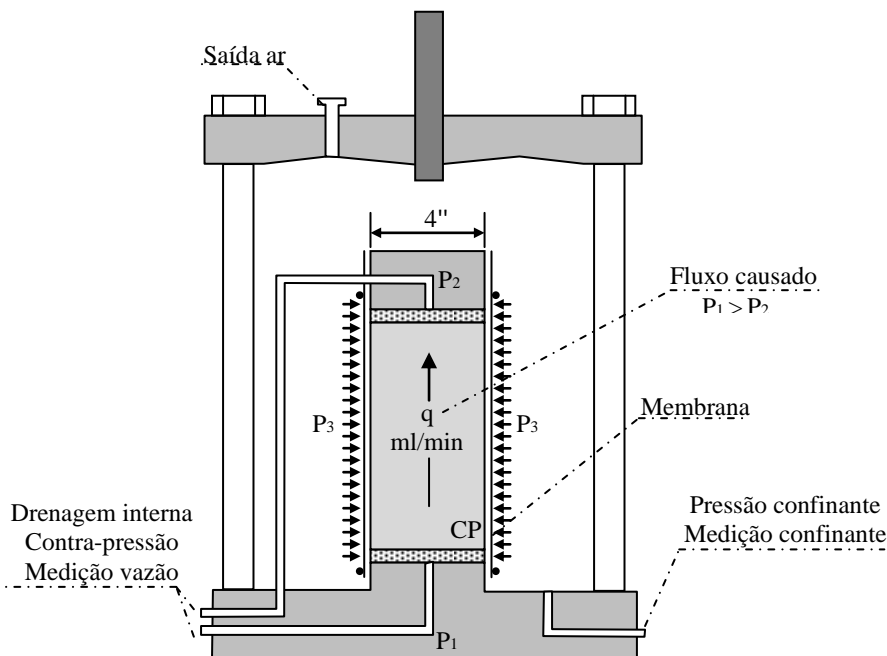


Figura 18 – Ensaio de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão.

Analisando a Figura 18 é possível observar que, para haver um fluxo no interior do corpo de prova, a pressão “P1” deve ser diferente da pressão “P2”, mas principalmente que a pressão “P3” deve ser superior as duas primeiras, visto que um valor inferior de P3 ocasionaria o fluxo por entre a membrana e a superfície lateral do corpo de prova.

2.4 FERRAMENTAS DE INSTRUMENTAÇÃO DE ENSAIOS

Segundo Vilela et al. (2001), a rápida evolução da eletrônica tem possibilitado o acesso à tecnologia e ferramentas de ponta que antes eram disponíveis apenas em laboratórios bem equipados e centros de pesquisa. Com o crescimento vertiginoso do uso de microprocessadores, o custo do equipamento reduziu consideravelmente, permitindo sua aplicação em sistemas de leitura e armazenamento de dados.

O processo de automatização do registro de dados foi altamente vantajoso para a ciência, pois eliminaram variáveis como o erro humano, que poderiam ocorrer nas leituras dos sensores, na digitação de dados, no sincronismo entre leituras de vários sensores e na frequência de leitura com intervalos precisos. Os dados obtidos podem ser trabalhados em aplicativos como planilhas eletrônicas, programas gráficos, estatísticos, editores de texto, entre outros.

A aquisição de dados permite a medição de diferentes variáveis físicas como pressão, temperatura, força, deformação e outras. As plataformas padrão de sistemas de aquisição de dados consistem na conversão de dados analógicos em digitais, através de ferramentas eletrônicas e computacionais. Assim, sistemas podem ser controlados em respostas baseadas em dados adquiridos, estas previamente definidas controlam equipamentos, podendo acrescentar ou reduzir pressões, ou, por exemplo, ligar e desligar equipamentos. A Figura 19 apresenta um fluxograma de um sistema de controle e aquisição padrão de dados.

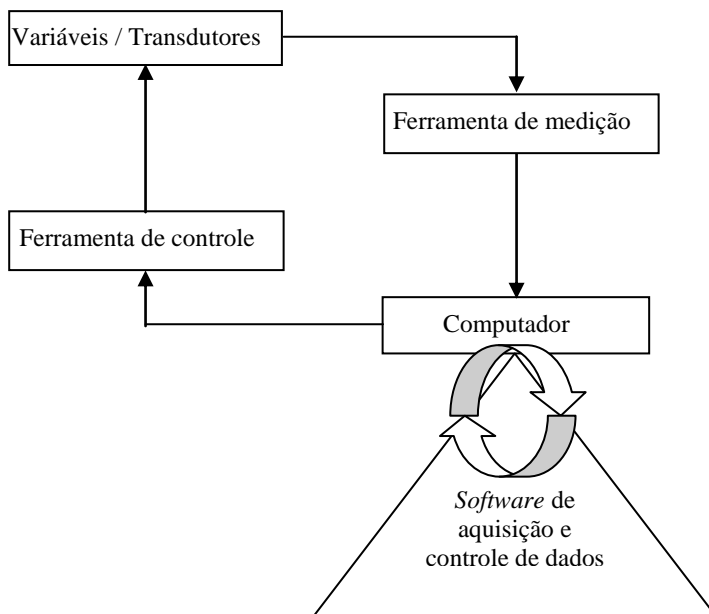


Figura 19 – Fluxograma de um sistema de aquisição e controle de dados.

2.4.1 Transdutores

Por definição geral um transdutor é um dispositivo capaz de retransmitir um sinal. Segundo Almeida (2004) o transdutor é qualquer dispositivo capaz de transformar um tipo de sinal em outro, o que pode permitir o controle de processos físicos ou realizar uma medição. Dentre as características desejáveis de um transdutor, se destacam as necessidades de interferir minimamente nas variáveis que monitoram e proceder com a conversão das informações de forma fiel e repetitiva.

Os tipos de transdutores podem ser classificados segundo suas aplicações, métodos de conversão de energia, natureza do sinal de saída e princípios elétricos envolvidos. Particularmente quanto aos princípios elétricos envolvidos, podem ser divididos em passivos e ativos, os passivos são aqueles cuja energia de saída é proveniente basicamente da energia de entrada, já os ativos dispõem de alimentação própria responsável por grande parte da energia de saída.

Os transdutores passivos baseiam-se sempre na variação de uma grandeza elétrica, podendo ser divididos em resistivos, capacitivos ou indutivos.

a) Transdutores passivos resistivos

Em um transdutor resistivo, a resistência (R) de um material é função da resistividade do material (ρ), do comprimento (l) e da seção (S), conforme a Equação 5.

$$R = \rho \cdot \frac{l}{S} \quad (5)$$

Logo, o elemento transdutor pode ser obtido através da variação de ao menos um destes parâmetros. No caso de transdutores de deformação passivos resistivos, ou transdutores de deslocamento, as leituras são obtidas através da variação da resistência que é consequência da deformação do material. A Figura 20 apresenta um esquema funcional de transdutores resistivos.

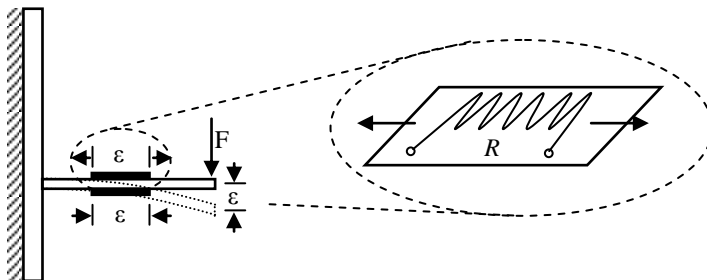


Figura 20 – Esquema funcional de um transdutor resistivo.

A temperatura, por exemplo, é um agente causador de variações nos parâmetros da Equação 5 e, em não havendo o objetivo da sua medição, são instalados extensômetros aos pares, minimizando a influência da mesma.

b) Transdutores passivos capacitivos

O princípio de um transdutor passivo capacitivo está relacionado com a capacidade (C) de um condensador de placas paralelas, este varia inversamente à distancia entre placas. A capacidade é função da permissividade (ε) do material que constitui o dielétrico, da área (A) das armaduras e da distância (d) entre elas, conforme é exemplificado na Equação 6.

$$C = \varepsilon \cdot \frac{A}{d} \quad (6)$$

Os transdutores capacitivos operam por variações muito pequenas da capacitância elétrica, podendo-se observar valores da ordem dos picofarads. Portanto, é imprescindível que os transdutores capacitivos sejam convenientemente blindados, buscando reduzir o efeito das capacidades distribuídas e a influência dos ruídos. A Figura 21 apresenta um esquema funcional de um transdutor capacitivo.

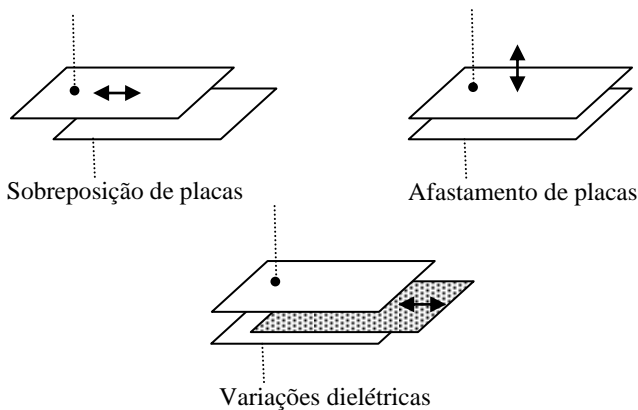


Figura 21 – Esquema funcional de um transdutor capacitivo.

c) Transdutores passivos indutivos

Sabe-se que quando existe um movimento relativo entre um condutor e o campo magnético, induz-se neste uma tensão. Desta forma um transdutor passivo indutivo, como o LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), consiste basicamente num enrolamento primário no qual se aplica uma excitação, e dois enrolamentos secundários, onde se coleta o sinal de saída (Figura 22).

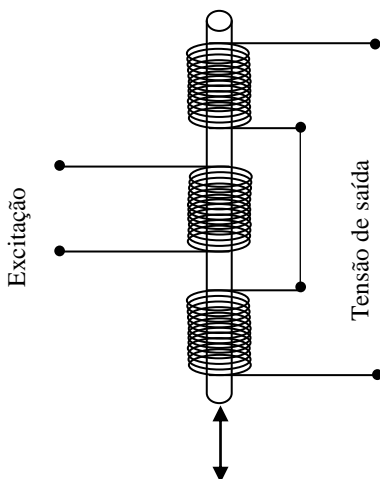


Figura 22 – Esquema funcional de um transdutor indutivo (LVDT).

A principal vantagem do LVDT sobre um potenciômetro, por exemplo, é a ausência de contatos físicos entre as partes móveis e estacionárias. Desta forma, conforme Almeida (2004), interfere minimamente nas variáveis de leitura. Os LVDTs são excitados geralmente com tensões de 10V e frequências variando entre 50Hz e 20kHz.

2.4.2 Sinais de transmissão de dados

A instrumentação dos procedimentos de ensaios exige que se conheçam as informações dos seus estados, ou seja, é primordial o conhecimento das magnitudes físicas que serão transmitidas. Os tipos de sinais para transmissão de dados estão relacionados com o estado dos procedimentos, para um bom funcionamento de um sistema devem-se conhecer as peculiaridades de cada tipo de sinal.

Os sinais analógicos são sinais contínuos que variam suavemente em função do tempo e podem assumir uma infinidade de valores entre zero e o valor máximo. Ou seja, o sinal analógico passa por todos os valores intermediários possíveis, não havendo um número pré-determinado de valores.

Diferentemente do sinal analógico, o sinal digital é formado por uma série pré-determinada de valores que refletem um valor do sinal analógico em um determinado tempo. Assim, um sinal digital é um número finito de bits (n), no qual o número de combinações possíveis (NC) é dado pela Equação 7.

$$NC = 2^n \quad (7)$$

A Figura 23 visa facilitar, através de uma analogia gráfica entre os sinais digitais e analógicos, o entendimento do funcionamento de ambos.

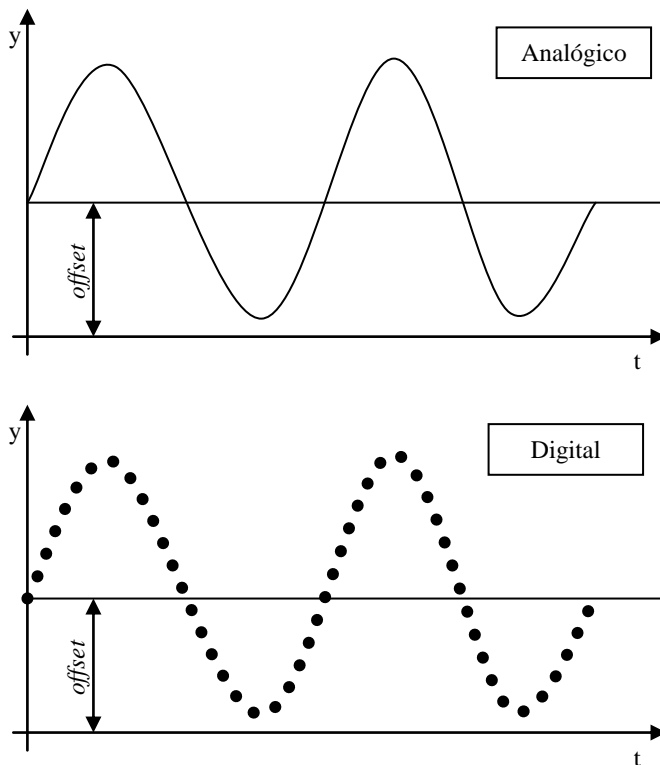


Figura 23 – Analogia gráfica entre sinais analógicos e digitais.

Dentre as vantagens do sinal digital frente ao analógico estão a facilidade de condicionamento de sinal, a possibilidade de processamento e transmissão de dados por redes e computadores, mas principalmente, a eliminação quase que total de problemas com ruídos.

O sinal binário é o mais simples por possuir somente dois estados, 0 ou 1, sim ou não, ligado ou desligado. Em sua grande maioria, na instrumentação de ensaios, são utilizados para ligar e desligar equipamentos, permitir ou bloquear funções, de tal forma que garantam a funcionalidade do sistema e, principalmente, a proteção do mesmo.

2.4.3 Aquisição e controle de dados

Os sistemas de aquisição e controle de dados, em Inglês *Supervisory Control and Data Acquisition* (SCADA), são dispositivos que tornam possível a comunicação entre as variáveis físicas e os dados digitais que são interpretados por programas computacionais.

Vilar et al. (2005) definem um sistema de aquisição de dados como um circuito capaz de converter dados analógicos em digitais. Em suma, um sistema de controle de dados é a recíproca de um sistema de aquisição. A conversão dos dados é imprescindível nesses sistemas, uma vez que valores analógicos não podem ser diretamente processados por sistemas digitais, eles precisam ser convertidos para uma cadeia de Bits. As técnicas de conversão analógico-digitais podem ser:

- codificação paralela (conversor A/D flash);
- contador gerador de rampa;
- aproximações sucessivas.

A determinação de qual técnica implementar em um sistema dependerá da precisão desejada e do tempo disponível para conversão de sinais. A Tabela 9 apresenta um resumo com as principais características e aplicações dos conversores citados, conforme Schiabel (2011).

Tabela 9 - Características e aplicações dos conversores de sinais.

Técnica de conversão	Vantagens	Desvantagens	Aplicações
Paralelo (flash)	extrema rapidez conversão	alto custo	sinais de alta frequência (som)
Contador (rampa simples)	simplicidade baixo custo	lento precisão CDA	medidores digitais em geral
Aproximação sucessiva	tempo de conversão ($\cong 10\mu\text{s}$ a $20\mu\text{s}$)	precisão CDA componentes	sinais para processamento

FONTE: Modificada de Schiabel (2011).

NOTA: CDA - Conversor Digital-Analógico.

Resumindo, uma interface de aquisição e controle de dados possui como funções principais:

- converter um sinal analógico em digital;
- converter um sinal digital em analógico;

- gerar bits de saída;
- contar eventos externos, por repetição ou não.

Ferramentas como o *Spider 8* da HMB do Brasil e o *DATASCAN 7220* da *MSI Measurement Systems Ltd.* tem como principal função a conversão de sinais, são descritos portanto nesta revisão bibliográfica.

a) *Spider8*

De acordo com HBM (2011) o *Spider8* é um sistema multicanal digital universal, conectado à porta da impressora ou à porta USB. Os canais possuem alimentação própria para transdutores, amplificadores, filtros e conversores A/D passivos, e os conversores A/D trabalham sincronizados, o que possibilita a medição de até 9.600 valores por segundo com resolução de 16 Bits.

De acordo com Alves (2007) as principais características deste conversor de sinais são:

- registro simultâneo de valores medidos em todos os canais;
- alta taxa de amostragem a uma resolução de 16-bits;
- filtros digitais selecionáveis;
- cadeia calibrada de medição;
- resistores de compensação integrados com calibração *shunt* (*Spider 8-30*).

A HBM do Brasil distribui, juntamente com o *Spider8*, o programa computacional *Catman* que é pré-programado em função da arquitetura deste conversor de sinais. A arquitetura defini as opções de comunicação entre o computador e o conversor, entre elas a porta paralela, RS-232, porta da impressora, os conversores A/D, os amplificadores de sinais e o tipo de transdutores que podem ser utilizados nos oito canais de leitura.

b) *Datascan7220*

O *Datascan7220* é um conversor A/D do tipo contador gerador de rampa, produzido e distribuído pela *MSI Measurement Systems Ltd.* Este conversor A/D possui dezesseis canais de leituras e é alimentado por uma tensão de 24V. Segundo MSL (2011) entre as principais características deste conversor, estão:

- possibilidade de distribuição integrada;
- conversão digital em 16 bits com sensibilidade de $0.625\mu\text{V}$;

- velocidade de medição de até 400 leituras / segundo;
- programação de canal individual de acordo com o tipo de sensor;
- faixas de tensão DC: 10 V, 1.3V, 150mV, 20mV, Auto;
- resoluções: 320 mV, 40 mV, 5 mV, 0.625 μ V;
- precisão: faixa de leitura + / -0,02% 0,01% um pouco.

O *Datascan7220* é comumente empregado na medição de temperaturas, automatização de indústrias e experimentos em laboratórios. O programa computacional *Triax 4.2*, desenvolvido na Universidade de *Durham*, no Reino Unido, possui interface capaz de se comunicar com este conversor.

2.4.4 Softwares de controle e aquisição de dados

Segundo Betti (2007) os programas desenvolvidos para aquisição, análise e controle de dados tem sido cada vez mais comuns nas indústrias, em laboratórios e no ensino, inclusive com capacidade para acesso remoto aos dados e instrumentos através da internet. O processo de interpretação e resposta a dados é realizado por programas computacionais desenvolvidos com funções pré-estabelecidas, normalmente condicionadas a equações matemáticas.

A possibilidade de geração de gráficos interativos em tempo real torna estes programas recomendáveis para instituições de ensino, em vista da sua aplicação didática. Tanto o *software Catman*, que possui interface de comunicação com o conversor *Spider8*, quanto o *Triax4.2*, que se comunica com o *Datascan7220*, podem ser aplicados na aquisição e controle de dados para ensaios laboratoriais, principalmente no que tange a área da geotecnia.

a) *Catman*

Segundo Pasqual (2006) o *Catman* permite configurar de forma simples os amplificadores de medições conectados, assim como definir, executar e automatizar as seqüências de medição intuitivamente sem necessidade de grandes processos de programação. É possível visualizar as informações obtidas em tempo real, o que torna este programa interativo e didático.

De acordo com a HBM do Brasil (2011), entre as características do *Catman*, pode-se destacar:

- banco de dados de configuração de sensores;
- opção de exportação de dados em diferentes formatos, como .doc e .xls;
- suporta, além do *Spider8*, instrumentos como o *MGCplus* e o *MGCsplit*, também da HBM do Brasil;
- módulo para avaliação matemática dos dados medidos;
- módulo para automatizar medição repetitiva ou análise passos;
- módulo para registro de dados de forma autônoma no disco rígido do computador.

A automatização de diversas tarefas do *Catman* pode ser reduzida a poucos comandos através de programação *Catman-script*. A Figura 24 apresenta a interface gráfica do programa.

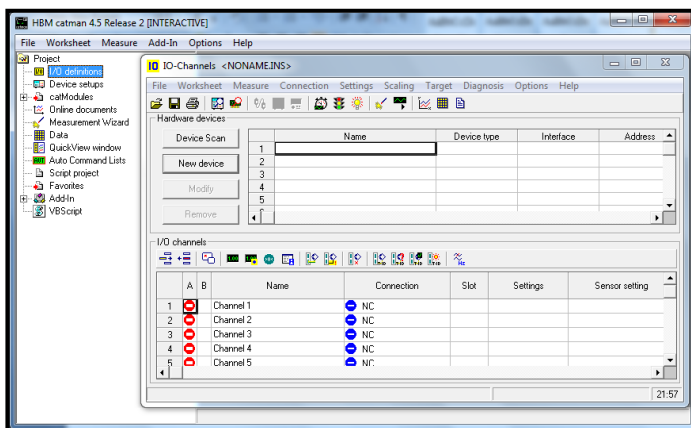


Figura 24 – Interface gráfica do *Catman4.5*.

Fonte: HBM *Catman4.5* (2011).

b) *Triax 4.2*

O *software Triax4.2* é uma ferramenta computacional desenvolvida pelo *Geotechnical Systems Group*, especificamente para o execução de experimentos laboratoriais geotécnicos. De acordo com Toll (2002) os dispositivos de aquisição de dados reconhecidos pelo programa são:

- *Datascan7020*, ou módulos similares;
- ELE ADU;
- *CIO-EXP-GP* e o cartão leitor de dados *DASI600*;
- Balança Sartorius.

O *Triax4.2* possui, além da função de aquisição e análise de dados, a opção de controlar variáveis. Desta forma, torna-se necessário o reconhecimento de ferramentas para controle, que geralmente convertem dados digitais processados em computadores em dados analógicos. Segundo Toll (2002) o *Triax4.2* reconhece as seguintes ferramentas de controle:

- *IC air valve controllers*;
- *IC Piston controllers*;
- *ELE Tritest*;
- *ELE Stress Path Controllers*;
- *GDS Pressure/Volume Controllers*;
- *GDS Force/Displacement Controllers*;
- *Wykeham Farrance Tritest*;
- *Wykeham Farrance Motorised Screw Controllers*.

A configuração dos dispositivos, canais e variáveis de controle e leitura de dados pode ser executada, no referido *software*, através das telas “*Devices*” e “*Channels*”, conforme a Figura 25.

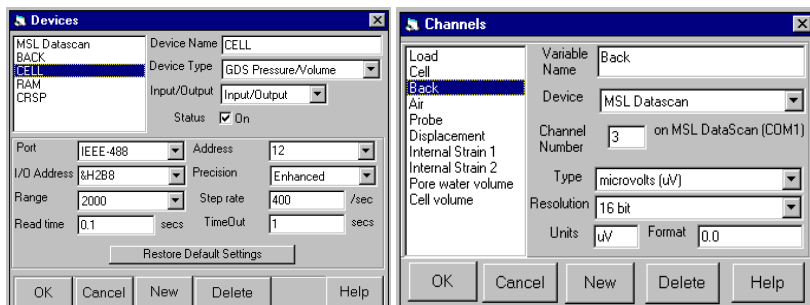


Figura 25 – Tela de configuração dos dispositivos no *Triax4.2*.

Fonte: Toll (2002).

Um sistema automatizado, quando adequadamente programado, deve executar o maior número de operações em um intervalo de tempo, sem que seja comprometido o trabalho do operador, tanto na preparação quanto na execução e registro de dados. Portanto, o cuidado com a escolha de uma ferramenta computacional adequada, que seja simples e eficiente, que exija o menor tempo de treinamento do operador, é essencial para a minimização de erros e incertezas na medição.

2.4.5 Erros e incertezas de medição

Pode-se definir o erro de medição como a diferença entre o valor medido pelo sistema e o valor real mensurado. Entre outras definições, é o somatório de três parcelas principais, que são decorrentes de erros sistemáticos, aleatórios e grosseiros.

Atribui-se ao erro sistemático a parcela de erro que sempre está presente nas medições realizadas, considerando que as condições de operação não tenham sido modificadas. O erro sistemático sempre se repetirá enquanto houver a presença de problemas de ajuste, desgaste, ou construtivos no sistema de medição. Por ser sistemático, é possível se realizar a previsão e correção do mesmo.

Quando são realizadas inúmeras medições em condições idênticas, e observa-se uma disparidade entre os valores, de tal forma que o comportamento seja imprevisível, pode-se dizer que se tem um erro aleatório. O erro aleatório possui como característica a presença de valores acima e abaixo do valor médio, sendo causado por problemas como folgas, vibrações e flutuações de tensões elétricas.

O mau uso e a operação errônea de um sistema de medição podem resultar em um erro grosseiro, que tem como características a imprevisibilidade dos valores mensurados, o que pode ser facilmente detectado.

Os erros de medição são, conforme definição inicial, o somatório das parcelas decorrentes dos erros sistemáticos, aleatórios e grosseiros. Sendo que o erro aleatório é aquele em que pode ocorrer o comprometimento dos valores mensurados, uma vez que os erros sistemáticos são previsíveis e os erros grosseiros facilmente detectáveis. A Figura 26 apresenta uma analogia gráfica entre os tipos de erros citados.

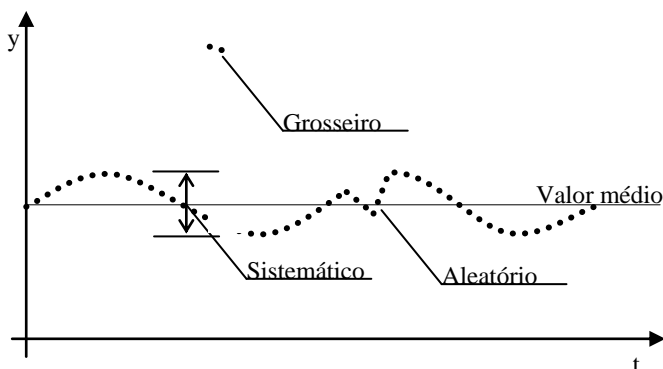


Figura 26 – Analogia gráfica entre os três tipos de erros.

Segundo Betti (2007) diferentemente do erro, a incerteza não possui um sinal negativo ou positivo, ou seja, considera-se como simétrica. O estudo da incerteza pressupõe que as fontes de erros sistemáticos tenham sido corrigidas.

A incerteza pode ser determinada utilizando-se métodos estatísticos combinados, nos quais são avaliados a dispersão dos resultados de múltiplas medições e o desvio padrão médio, e a distribuição de probabilidades de ocorrência de um erro dentro de valores-limite.

3 METODOLOGIA

Neste item são apresentados os procedimentos metodológicos adotados no decorrer desta pesquisa, que teve o seu desenvolvimento dividido em duas etapas principais. Uma etapa formada pelos procedimentos metodológicos propostos para o desenvolvimento dos experimentos, e outra etapa complementar essencial para a realização desta primeira, compreendendo a instrumentação dos equipamentos utilizados na execução dos ensaios laboratoriais.

3.1 PROCEDIMENTOS DE PESQUISA

A obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz foi adotada como área de estudos devido à necessidade de se conhecer os parâmetros geotécnicos dos solos moles de fundação e, entre outros fatores, pela disponibilidade das empresas envolvidas na obra em ceder os resultados dos ensaios de campo, pontos de coleta e por executar a coleta das amostras.

O fluxograma da Figura 27 foi desenvolvido com o intuito de facilitar o entendimento dos procedimentos metodológicos adotados no desenvolvimento desta pesquisa, que possuiu etapas de campo e laboratório. As etapas de campo foram elaboradas por meio da empresa Geodésia Estudos, Projetos e Assessoria Ltda., e os procedimentos laboratoriais foram desenvolvidos no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFSC.

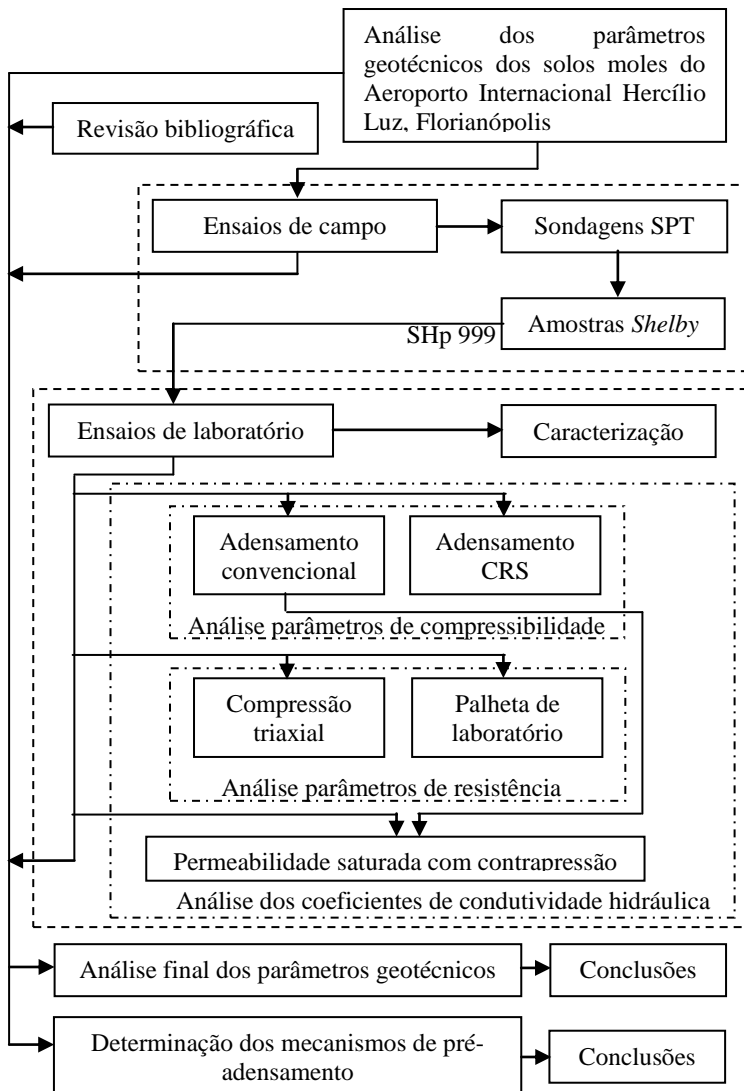


Figura 27 – Fluxograma dos procedimentos de pesquisa.

As principais dificuldades de se executar ensaios de campo em locais de solos moles foram relacionadas aos problemas de acesso. A obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz está situada sobre uma área de solo mole e mangue, na qual o nível do lençol

freático se encontra próximo a superfície, e que em períodos de chuva se torna alagadiço. Foram executados levantamentos topográficos, coletas de amostras através de tubo *Shelby* 4" e sondagens SPT. Por problemas econômicos e logísticos, não foram executados ensaios como o piezocôno (CPTu) e o palheta de campo (*Vane test*).

3.1.1 Sondagens à percussão (SPT)

Foram executados 76 ensaios de sondagem à percussão em uma área de aproximadamente 0.5km². O objetivo destes ensaios consistiu em identificar o perfil estratigráfico das camadas de solo da área de estudos, além de fornecer parâmetros de resistência como o NSPT.

A NBR 8036 sugere que o número de pontos de Sondagens SPT seja distribuído em função da metragem quadrada de edificações. A disposição dos furos de sondagem da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz se deu nas regiões mais solicitadas, seja pelo tráfego de aeronaves, pela execução de aterros, ou pela construção dos terminais de embarque. Os furos de sondagem SPT foram identificados em projeto através da sigla "SP" (Sondagem à Percussão). Após o término dos ensaios, foram diagnosticadas as profundidades nas quais havia presença de solos moles, dos quais amostras indeformadas foram retiradas.

Os pontos de coleta de amostras indeformadas foram identificados em projeto através da sigla "SHp" (*Shelby* em profundidade). Portanto, esta sigla foi mantida no desenvolvimento dos ensaios de laboratório e na apresentação dos resultados. Foram coletadas e ensaiadas amostras de quatro pontos: SHp201; SHp202; SHp204; SHp502.

3.1.2 Procedimentos de amostragem

As coletas de amostras indeformadas através de tubo *Shelby* 4" foram executadas pela empresa responsável pelos ensaios de campo. Devido aos valores de NSPT (2 à 4 golpes), considerados elevados para coleta *Shelby* de amostras argilosas, a quantidade de material recuperado nos tubos foi pequena. Foi coletado um total de 11 amostras, no ponto de coleta SHp201 foram extraídos tubos entre as profundidades 13.5m e 15m, representados neste trabalho pela Figura 28.

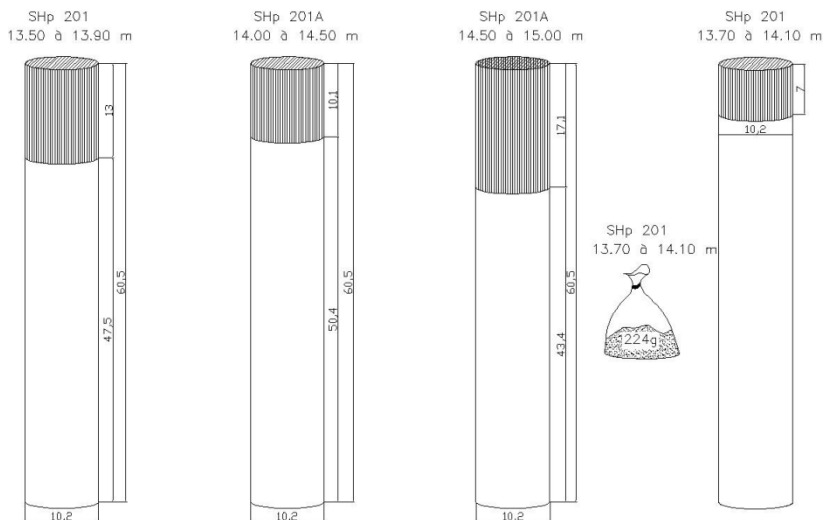


Figura 28 – Recuperação de amostragens no ponto SHp201.

A Figura 29 apresenta um resumo da recuperação de amostras extraídas amostras entre as profundidades 9.4m e 10.0m no ponto SHp202.

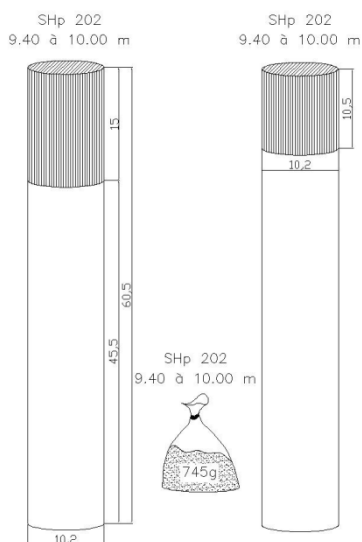


Figura 29 – Recuperação de amostragens no ponto SHp202.

No ponto de coleta SHp204 foram extraídas amostras entre as profundidades 8.65m e 9.25m, conforme a Figura 30.

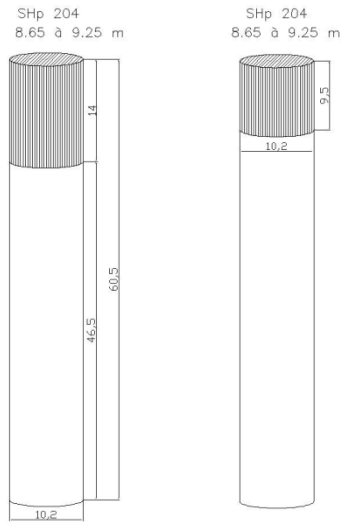


Figura 30 – Recuperação de amostragens no ponto SHp204.

No ponto de coleta SHp502 foram extraídas amostras entre as profundidades 9.0m e 11.4m, conforme a Figura 31.

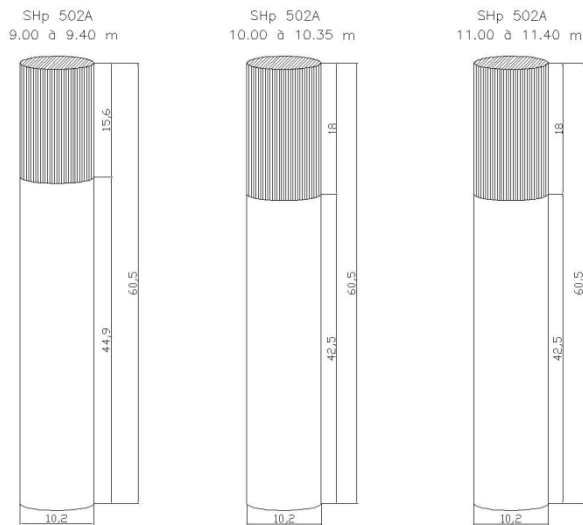


Figura 31 – Recuperação de amostragens no ponto SHp502.

Em função da limitada recuperação de material nos amostradores *Shelby*, da dificuldade de novas coletas, e da semelhança entre os ensaios de caracterização destes materiais, foi proposta a união das amostras em dois grupos de amostragem para se executar os ensaios de resistência ao cisalhamento e compressibilidade. Isso tornou o número de corpos de prova por ensaio mais representativo, e proporcionou uma margem de segurança maior para correções dos mesmos. As envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb puderam ser obtidas com um número maior de corpos de prova, os ensaios de adensamento com índice de deformação controlada puderam ser executados em diferentes velocidades, entre outros.

Devido as semelhanças previamente identificadas entre as amostras SHp201 e SHp204, e entre as amostras SHp202 e SHp502, com base nos ensaios de caracterização e dos ensaios de adensamento convencionais, foram criados dois pares de amostragem. Logo, o conjunto de amostras para os ensaios de adensamento CRS, resistência ao cisalhamento e palheta de laboratório ficou dividido como:

- Grupo1: SHp201+SHp204;
- Grupo2: SHp202+SHp502.

3.1.3 Procedimentos de caracterização

A etapa de caracterização dos solos estudados foi compreendida por um grupo de ensaios que teve por objetivo a determinação dos parâmetros básicos dos materiais estudados. As caracterizações básicas, como os limites de Atterberg, índices físicos e granulometria tornaram possível a obtenção de uma estimativa do comportamento dos solos.

Posteriormente, em função do comportamento ímpar identificado em diferentes ensaios propostos, foi diagnosticada a necessidade da realização de um ensaio o qual fosse possível a visualização da estrutura dos materiais estudados. A Universidade Federal de Santa Catarina dispõe aos pesquisadores um centro laboratorial de microscopia eletrônica (Figura 32). Desta forma, foi solicitada a realização de Microscopias Eletrônicas de Varredura (MEV) nas amostras dos solos moles da obra do Aeroporto Hercílio Luz.



Figura 32 – Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura.

O equipamento utilizado nesta etapa de caracterização foi um Microscópio Eletrônico da fabricante norte-americana JEOL, modelo JSM 6390LV de alto desempenho. Este equipamento possui uma resolução de 3nm, o que possibilitou a visualização em larga escala das partículas de solo previamente estimadas com dimensões entre 0,002mm e 0,06mm. Foram realizadas, em pontos específicos dos corpos de prova, espectroscopias de raios-X por energia dispersiva das argilas com voltagens de aceleração de aproximadamente 15kV.

Através da MEV foi possível investigar a existência de agentes cimentantes entre as partículas silteosas e arenosas que compõem o solo. Optou-se por realizar as microscopias em corpos de provas não ensaiados e, posteriormente, em corpos de prova submetidos a altas tensões confinantes e cisalhantes com o intuito de identificar possíveis quebras de cimentação. Os corpos de prova foram moldados em dimensões estabelecidas pelo Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME), conforme Figura 33, inferiores a 10 milímetros, fixados em *stubs* com cola carbono e recobertos com ouro.

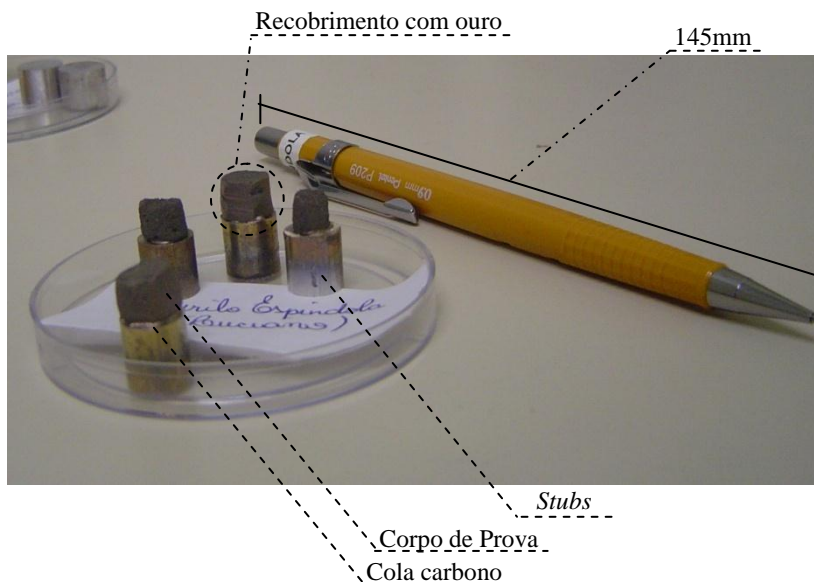


Figura 33 – Preparação dos corpos de prova para ensaio de MEV.

3.1.4 Metodologia dos ensaios de compressibilidade

Foram executados ensaios de adensamento em corpos de prova coletados através de tubos *Shelby* 4" com o objetivo de se avaliar o histórico de tensões dos solos de fundação da área de estudos. No oedometro convencional, apesar da liberdade de dissipação de excessos de poros-pressão nas duas faces, é evidenciado um extenso tempo na execução de ensaios. Desta forma, foi proposto neste trabalho, além de ensaios oedométricos convencionais, a realização de ensaios com índice de deformação controlada (CRS).

O Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC possui à disposição dos pesquisadores os equipamentos para a realização dos ensaios oedométricos convencional e com índice de deformação controlada. Contudo, foi diagnosticada a necessidade de atualização da instrumentação destes equipamentos, pois os mesmos estavam desativados ou com sistemas desatualizados. Os procedimentos metodológicos de instrumentação foram descritos no item 3.2.

a) Ensaios executados em oedométrico convencional

O ensaio oedométrico convencional do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, em analogia à metodologia desenvolvida por Terzaghi, envolve a quantificação das deformações dos solos e do tempo que estas demoram a ocorrer. O equipamento foi produzido em *Evanston*, nos Estados Unidos da América, pela *Soiltest Engineering Test Equipment*. Foi proposta uma instrumentação para realização da aquisição dos dados de ensaio, que está descrita no item 3.2.1.

Os parâmetros de compressibilidade iniciais dos solos da área de estudo foram obtidos de acordo com a NBR12007 utilizando-se as amostras SHp201, SHp202, SHp204 e SHp502. Aplicaram-se aos corpos de prova um total de até 8 diferentes estágios de carregamento vertical e 4 estágios de descarregamento, com pressões aplicadas de até 640kPa. Os corpos de prova possuíam diâmetro de 85mm, resultando em uma área de 56.98cm² e altura inicial de 26,1mm. Ou seja, o diâmetro é representativamente maior que a altura.

Calcularam-se os valores da pressão de pré-adensamento, o coeficiente de adensamento, os coeficientes das curvas de compressibilidade, o coeficiente de permeabilidade, entre outros dados. O objetivo consistiu na comparação direta destes dados com os dados obtidos no ensaio de adensamento com índice de deformação controlada (CRS).

b) Ensaios executados em oedométrico CRS

Após o término dos ensaios convencionais, iniciaram-se os ensaios de adensamento com velocidade de deformação controlada. Para tal foi utilizando uma célula oedométrica desenvolvida no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, acoplada a uma prensa com capacidade de 10 toneladas, desenvolvida em *Slough*, na Inglaterra, pela *Wykeham Farrance Eng. Ltd*. Esta prensa possui capacidade para aplicar velocidades de avanço e retrocesso da ordem de 0,00008mm/min. até 4mm/min., o que tornou possível a aplicação de diferentes índices de deformação (Figura 34).

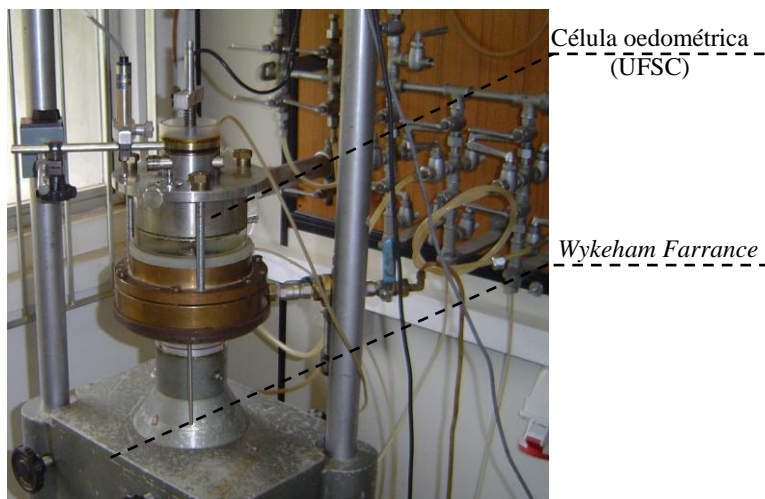


Figura 34 – Equipamento oedométrico CRS da UFSC.

Os corpos de prova de um mesmo grupo de amostra foram ensaiados utilizando-se três índices de deformações diferentes. Este procedimento foi adotado, pois a velocidade de ensaio é uma variável na determinação dos parâmetros de compressibilidade do ensaio CRS, e se concluiu que seria necessário avaliar a influência deste parâmetro. O índice de deformação inicial de cada ensaio foi estimado baseando-se nas características dos grupos de amostras, entre elas o limite de liquidez, conforme Tabela 4. Posteriormente, foram utilizados índices de deformações diferentes, menores e maiores que o inicial.

De acordo com as recomendações de Head (1985), o qual sugeriu a aplicação de uma pressão vertical inicial de 5kPa para amostras mais resistentes e 2,5kPa para amostras mais sensíveis, foram aplicadas pressões verticais iniciais de 5kPa para acoplar o *top-cap* à amostra, e se desconsideraram possíveis deformações. Este procedimento não comprometeu a confiabilidade dos parâmetros dos ensaios, uma vez que estas pressões foram muito inferiores às pressões de pré-adensamento das amostras.

Sabendo-se que nos ensaios de adensamento com índice de deformação controlada ocorre a saturação por contrapressão do corpo de prova, o procedimento padrão seria aplicação de pequenos acréscimos de pressões no interior da célula oedométrica, de forma que o valor da pressão de água no interior do corpo de prova excedesse os 100kPa, e o

ar ocluso fosse solubilizado à água, conforme ilustra o gráfico da Figura 35.

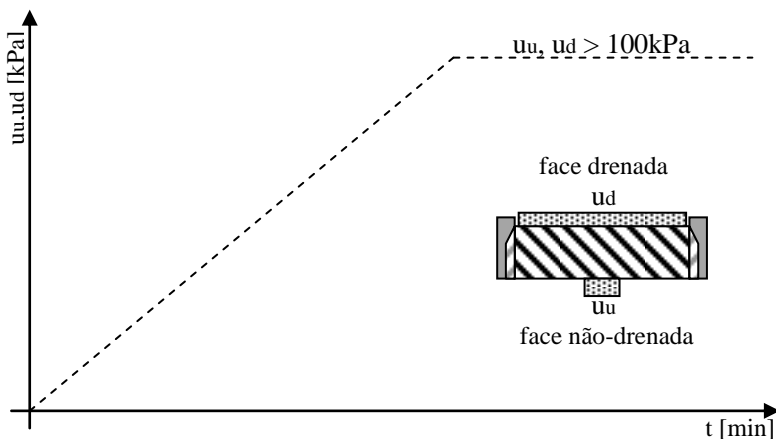


Figura 35 – Gráfico ilustrativo da saturação no ensaio de CRS.

Porém, foi proposta a saturação dos corpos de prova dos ensaios de adensamento CRS, aplicando acréscimos de pressões na face drenada (u_d) e mantendo uma diferença constante entre a face u_d e a face u_u da ordem de 5 kPa. Partiu-se do princípio de que esta diferença constante de pressões não afetaria os parâmetros do ensaio, pois em momento algum seria superior à pressão aplicada pelo *top-cap* (5 kPa) na fase seguinte. O objetivo deste procedimento, ilustrado através da Figura 36, consistiu em se obter uma relação entre os acréscimos necessários para se manter a diferença de 5 kPa entre face drenada e não-drenada, e a velocidade necessária para se gerar excessos de poro-pressão superiores a 3% e inferiores a 20%, conforme recomenda Head (1985).

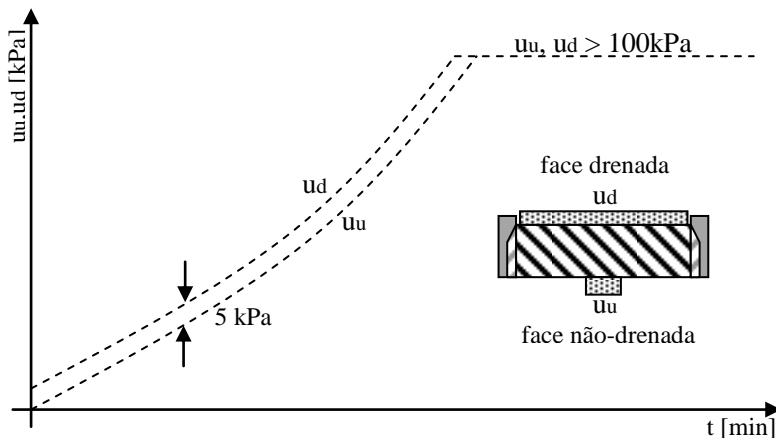


Figura 36 – Proposta de procedimento de saturação no ensaio de CRS.

A finalização destes ensaios permitiu a comparação entre os parâmetros de compressibilidade e as curvas de compressibilidade obtidas pelos dois diferentes métodos descritos, porém com princípios semelhantes.

3.1.5 Procedimentos dos ensaios de resistência

No desenvolvimento desta pesquisa foi proposta a execução de ensaios de resistência ao cisalhamento em equipamentos de compressão triaxial, sendo que a resistência não drenada dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz foi determinada através de ensaios de palheta de laboratório. Não houve a possibilidade de se executar o ensaio de palheta em campo por problemas de acesso do equipamento.

a) Palheta de laboratório

O ensaio de palheta de laboratório tornou possível a mensuração dos parâmetros de resistência não drenada (S_u) nas amostras coletadas. Foi possível ainda determinar a sensibilidade dos solos moles da área de estudo e comparar estes dados aos obtidos em diferentes solos brasileiros.

O equipamento disponível para utilização dos pesquisadores do Laboratório de Mecânica dos Solos foi desenvolvido na Universidade Federal de Santa Catarina. Consiste de um motor capaz de aplicar

torques a velocidades angulares constantes de $10^\circ/\text{min.}$, célula de carga capaz de mensurar o torque aplicado e palheta de seção cruciforme, que estão posicionados sobre o extrator de amostras *Shelby*. Ou seja, o laboratorista pode executar o ensaio de Palheta paralelamente a realização de outros ensaios, sem grandes esforços (Figura 37).

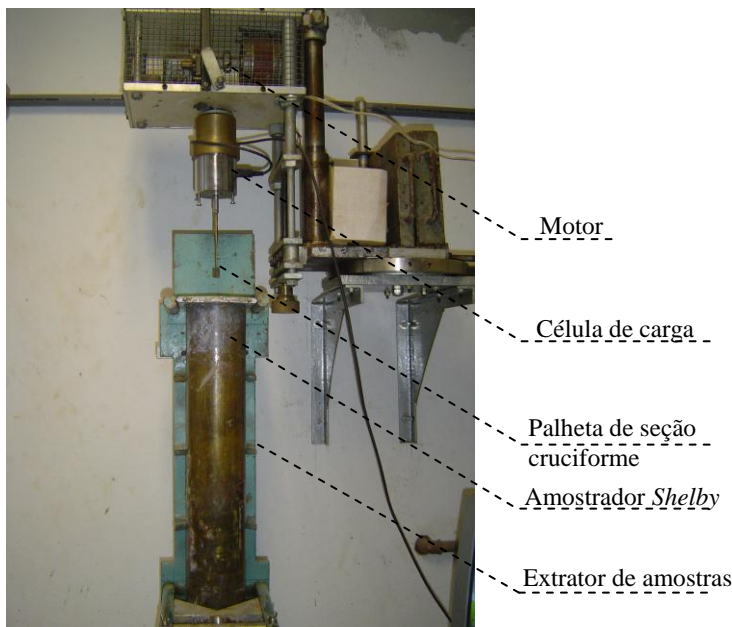


Figura 37 – Equipamento para ensaio de palheta da UFSC.

Propôs-se a verificação de possíveis perturbações na estrutura das amostras através da execução do ensaio de palheta em diferentes pontos da seção do amostrador *Shelby* 4". Ou seja, conforme é apresentado na Figura 38, a análise parte do princípio de que uma possível queda no valor das tensões cisalhantes máximas das extremidades das amostras, em relação a tensão cisalhante máxima central, que teoricamente, é a região da amostra mais preservada, representa amolgamento da estrutura do solo.

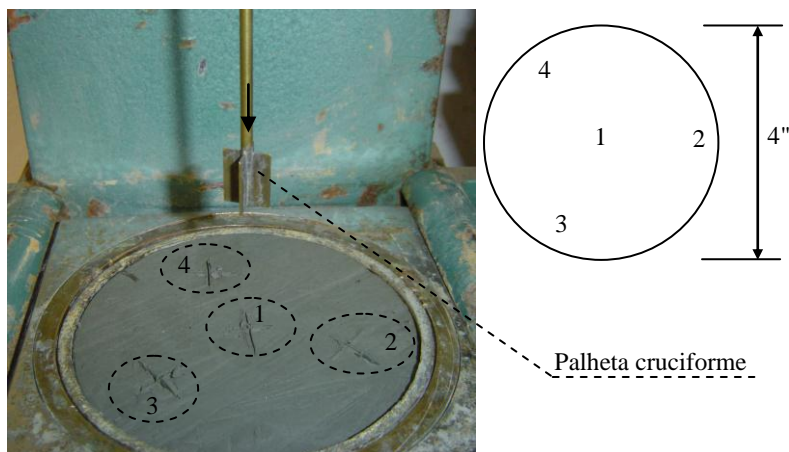


Figura 38 – Pontos de inserção da palheta *Vane*.

Foram realizados ensaios na condição indeformada nos quatro pontos de inserção da palheta, sendo que ao final de cada ensaio o solo foi amolgado aplicando-se duas revoluções completas, conforme propõem Blanger e Pedroso (2001). O intuito foi determinar a sensibilidade do solo, que é a relação entre a tensão cisalhante máxima e a tensão cisalhante residual, esta última obtida após grandes deformações, situação em que a mesma tende a estabilizar.

Por encontrar-se desativado, o equipamento para ensaio de *Vane* necessitou de atualizações e implementação de novas ferramentas de instrumentação. Este procedimento está descrito no item 3.2.5.

b) Ensaios triaxiais

O ensaio de resistência ao cisalhamento com equipamento de compressão triaxial foi executado na condição consolidada e não drenada ($\bar{C}\bar{U}$), visto que o objetivo foi simular as situações que o solo está ou será submetido em campo, e principalmente obter os parâmetros efetivos dos solos. Os procedimentos para realização deste ensaio seguiram as recomendações da ASTM D 4767.

A Universidade Federal de Santa Catarina dispõe atualmente de quatro equipamentos para execução de ensaios de compressão triaxial, sendo que cada equipamento possui características que o tornam imprescindível, como a capacidade de aplicação de tensões, diâmetro do corpo de prova e controle de deformações.

Os ensaios desta pesquisa foram realizados em uma célula triaxial com capacidade para amostras de 1.5", acoplada a uma prensa do

Norwegian Geotechnical Institute (NGI), conforme a Figura 39. Foi proposto na instrumentação do equipamento o controle de tensões e a aquisição automática de dados, o que é descrito mais adiante no item 3.2.4.

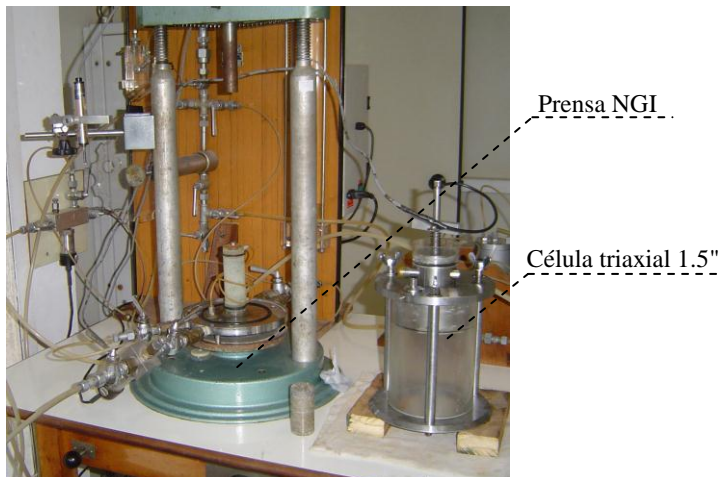


Figura 39 – Equipamento para ensaio triaxial da UFSC.

Foram definidos os dados das envoltórias de tensões totais e efetivas, bem como a trajetória de tensões dos estágios de cisalhamento, a linha K_f , entre outros.

O ensaio não consolidado e não drenado (UU), definido como ensaio de compressão simples (RCS), é um caso específico do ensaio de compressão triaxial no qual não ocorre a aplicação de tensões confinantes no corpo de prova. Foi proposta nesta pesquisa a comparação entre os parâmetros de S_u obtidos através dos ensaios de palheta e S_u obtidos através de ensaios de compressão simples sem saturação por contrapressão dos corpos de prova, conforme ilustra a Figura 40.

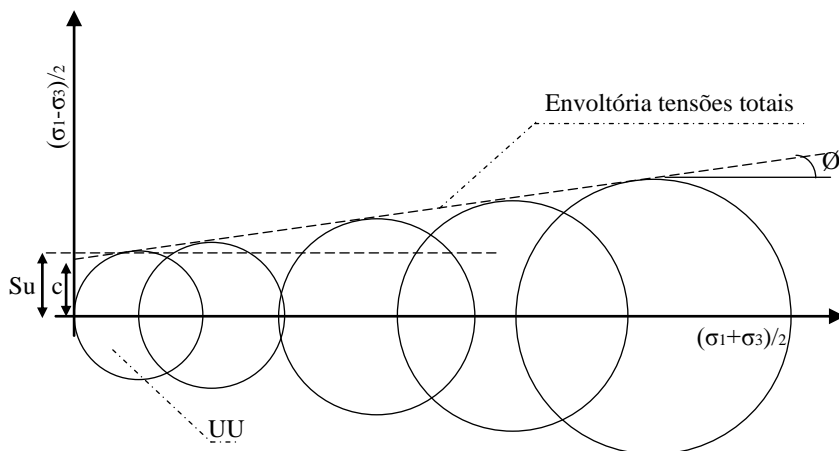


Figura 40 – Envoltória de tensões totais para comparação com RCS.

Admitiu-se que a resistência não drenada não seria influenciada pelo grau de saturação do corpo de prova, uma vez que os solos moles do Aeroporto Internacional Hercílio Luz apresentaram valores de S_r muito próximos de 100%.

c) Coeficiente de permeabilidade

O Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC possui um equipamento para ensaios de compressão triaxial em amostras de solo com 4" e 6" de diâmetro, conforme Figura 41, portanto a condutividade hidráulica dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz foi determinada neste equipamento, que possui à disposição do laboratorista o controle e aquisição total de dados. A instrumentação e implementação deste equipamento foi realizada no decorrer desta pesquisa, e o detalhamento destes procedimentos estão descritos no item 3.2.3.

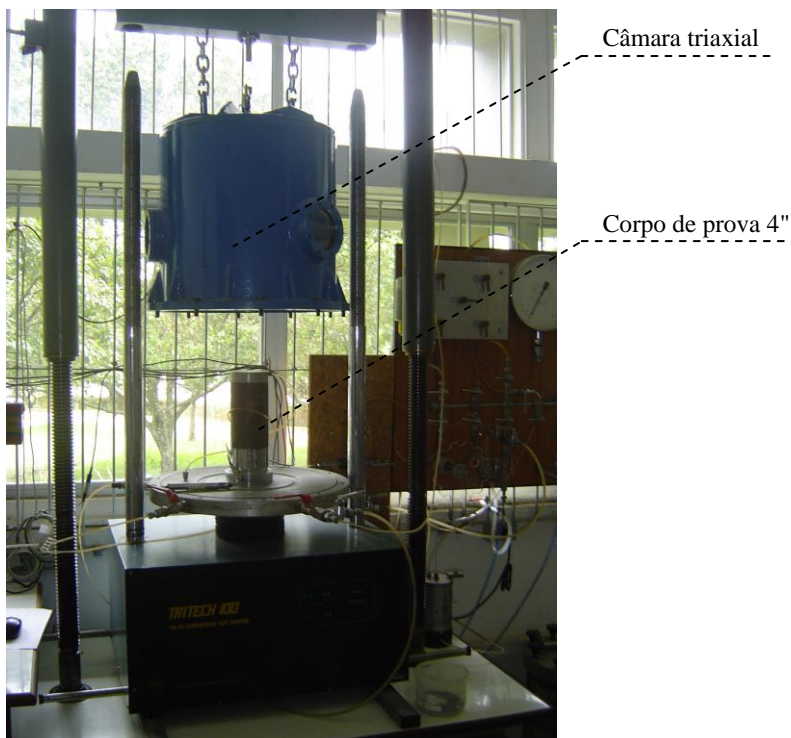


Figura 41 Equipamento triaxial 4" e 6" da UFSC.

O principal objetivo desta etapa foi determinar o coeficiente de permeabilidade (k) através de um método direto e confiável, e posteriormente comparar este valor aos obtidos indiretamente nos ensaios de adensamento oedométrico convencionais. Foram executados ensaios de permeabilidade em células triaxiais com dois sistemas de contrapressão, conforme procedimentos descritos por Head (1983), em um total de quatro corpos de prova de amostradores *Shelby* 4" (Figura 42).

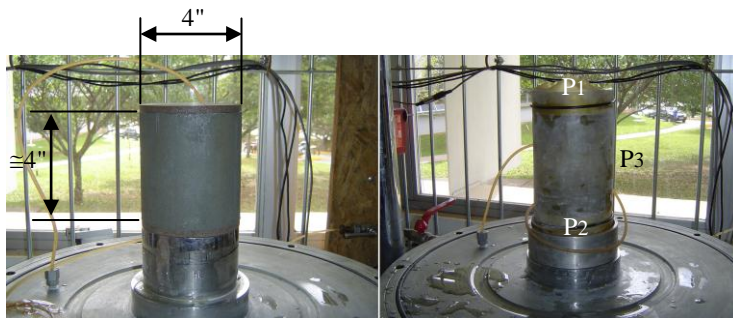


Figura 42 Ensaio de permeabilidade em equipamento triaxial 4".

Foi proposta também a avaliação da influência da utilização de diferentes gradientes hidráulicos (i) na determinação do coeficiente de condutividade hidráulica (k). Os valores de " i " utilizados na execução destes ensaios oscilaram entre 7 e 61.

3.2 PROCEDIMENTOS DE INSTRUMENTAÇÃO

A geração e visualização em tela de gráficos tornaram possível uma análise prévia do comportamento mecânico, o que possibilitou ao laboratorista o desenvolvimento da sensibilidade sobre as propriedades dos solos, e por se tratar de um laboratório universitário o tornou mais didático.

Neste item estão descritos os procedimentos de instrumentação dos ensaios e sistemas automatizados de dados desenvolvidos, que consistiram basicamente na aquisição e, em alguns casos específicos, no controle de dados.

O Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da UFSC disponibilizou todos os equipamentos e estrutura necessária para a realização desta pesquisa. A necessidade de controle de tensões, e a contribuição para a qualidade de obtenção de dados foram objetivos desta pesquisa, portanto se propuseram contribuições na instrumentação dos seguintes equipamentos:

- Adensamento convencional;
- Adensamento CRS;
- Triaxial 4" e 6";
- Triaxial 1.5";
- Palheta de laboratório.

3.2.1 Instrumentação do adensamento convencional

O ensaio de adensamento convencional do Laboratório de Mecânica dos solos da Universidade Federal de Santa Catarina dispunha de leitura e controle manual de dados. Na presente pesquisa foi proposta a automatização das leituras, uma vez que este processo quando realizado manualmente, é lento e requer muito tempo do laboratorista. Por outro lado, não foi proposto o controle de dados neste equipamento, uma vez que o mesmo não requer grandes esforços e consumo de tempo do operador.

A ferramenta utilizada na conversão dos dados de deslocamento obtidos através de transdutores HBM WI/10mm-L foi o *Spider8*, sendo a geração gráfica e armazenamento dos dados realizados pelo *software Catman4.5*. A Figura 43 apresenta um desenho esquemático do sistema de aquisição de dados proposto para o adensamento convencional do LMS.

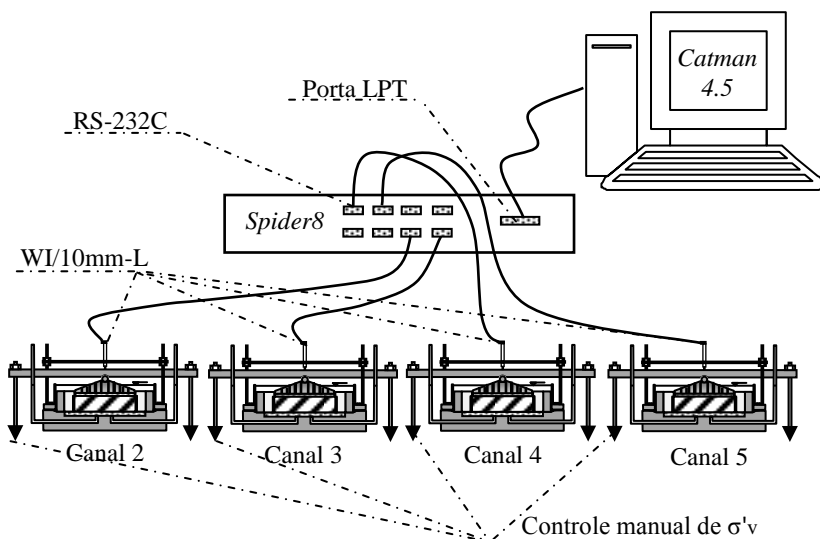


Figura 43 – Esquema da instrumentação do adensamento convencional.

O equipamento, produzido pela *Soiltest Engineering Test Equipament*, originalmente possuía leitura dos dados de deslocamentos verticais realizados através de extensômetros analógicos convencionais. Foi proposta a utilização do transdutor indutivo HBM WI/10mm-L devido as suas especificações, entre elas:

- deslocamento nominal de 10mm;
- sinal nominal -40mV/V até +40mV/V;
- desvio linear de $\pm 0,2\%$;
- compatível com o conversor *Spider8*.

A calibração do transdutor WI/10mm foi realizada através de um micrômetro específico para calibrações, disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, e os resultados são apresentados no item 4.2.1. A Figura 44 apresenta uma foto do equipamento de calibração.

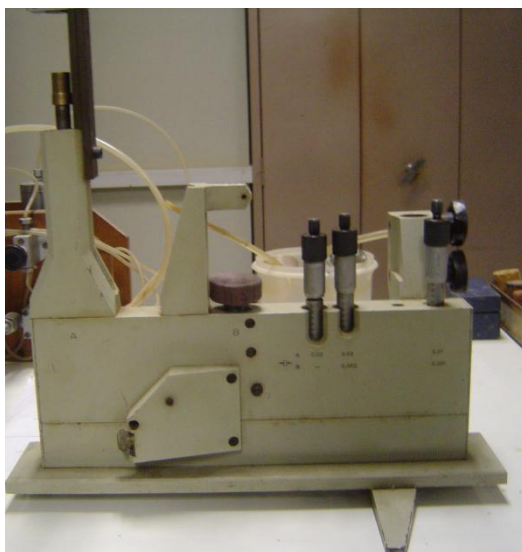


Figura 44 – Equipamento de calibração de extensômetros do LMS.

3.2.2 Instrumentação do adensamento CRS

O equipamento de adensamento com velocidade de deformação controlada do LMS/UFSC foi originalmente instrumentado e desenvolvido em um trabalho realizado por Moura (2004), que na

ocasião havia proposto a aquisição automática de todos os dados, e o controle manual de pressões e deformação.

Foi proposta a reestruturação do equipamento e, posteriormente, a implementação de um novo sistema de aquisição automática de dados, seguido do controle automático de pressões, sendo a deformação controlada manualmente. O objetivo foi gerar novas possibilidades de ensaio ao CRS do LMS

A ferramenta utilizada na conversão dos dados analógicos em digitais foi o modelo *Datascan7220*. Este conversor necessita de uma alimentação de 24V e não disponibiliza alimentação para os 16 canais de leitura. Logo, foi criada uma caixa eletrônica para alimentação do conversor e dos 16 canais, sendo que a tensão de saída disponibilizada nos canais foi de 5V. A Figura 45 apresenta um desenho esquemático e, a Figura 46, uma imagem real da caixa eletrônica desenvolvida para o *Datascan7220*.

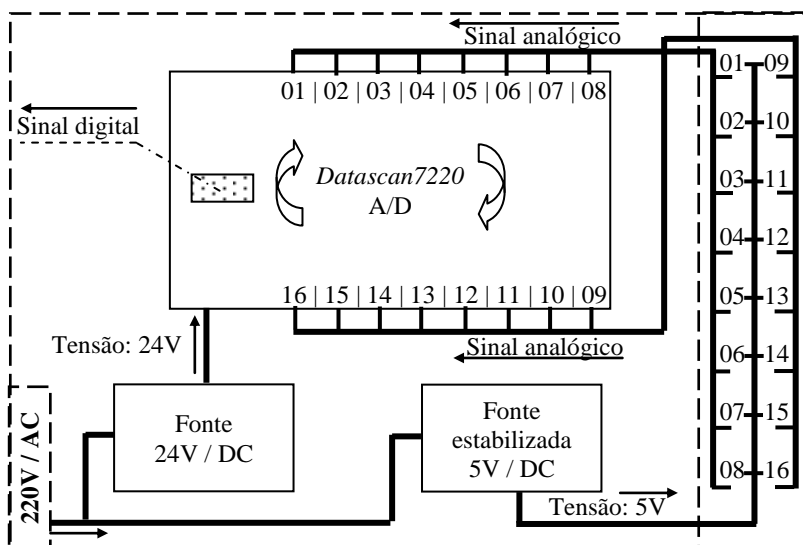


Figura 45 – Esquema eletrônico desenvolvido para o *Datascan 7220*.

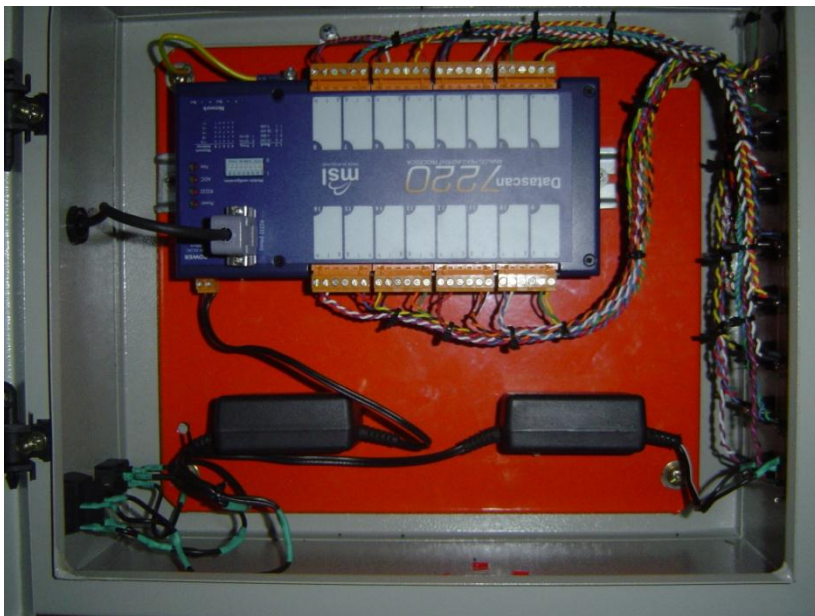


Figura 46 – Imagem real da caixa eletrônica do *Datascan7220*.

As aplicações das tensões na face não drenada (u_u) e na face drenada (u_d) do corpo de prova do ensaio oedométrico CRS, foram realizadas através de potes com coluna de mercúrio. A altura de coluna de mercúrio disponível nestes potes foi controlada através do *software Triax4.2*, que possui interface de comunicação com a placa de controle de dados PCI-836, o sinal de saída desta placa foi expandido em uma caixa amplificadora e, posteriormente, transferido para motores de passo acoplados aos potes, conforme esquema representado na Figura 47.

A velocidade de deformação foi controlada manualmente através de um sistema de engrenagens disponível na prensa da *Wykeham Farrance Ltd.*, uma vez que esta prensa não possuía sistema para comunicação com o *software Triax 4.2*. Desta forma, a velocidade de ensaio foi estimada antes do início de cada ensaio e, manualmente, se alteravam as engrenagens com o intuito de se obter a velocidade de deformação desejada.

Diferentemente dos equipamentos padrão para ensaios de adensamento CRS, a célula oedométrica da UFSC não possuía um transdutor diferencial. Ou seja, o equipamento foi dotado de um transdutor para leitura de pressões na face drenada (u_d) e outro transdutor para as pressões da face não drenada (u_u), isto permitiu a

obtenção da diferença entre u_d e u_u e o controle individual das duas pressões. Desta forma foi possível por em prática a metodologia de saturação proposta no item 3.1.4.

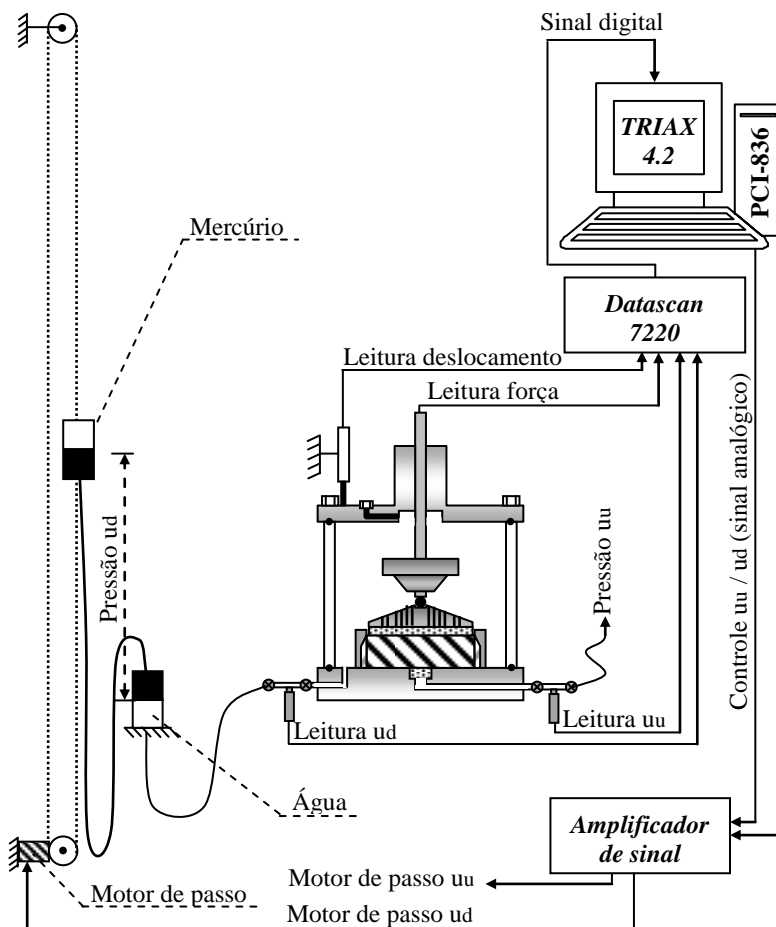


Figura 47 – Esquema da instrumentação do adensamento CRS.

As calibrações dos transdutores utilizados neste equipamento foram realizadas no LMS/UFSC, e são apresentadas no item 4.2.2. As especificações técnicas são:

- Pressão u_u e u_d : foram utilizados transdutores de pressão da indústria brasileira Sodmex, do tipo HPI-2310, com faixa de

leitura entre 0 e 1700kPa, e sinal de saída de 0 a 10Vcc, compatível com o *Datascan7220*;

- Força: foi proposta a utilização de um transdutor de carga da Alfa Instrumentos, indústria brasileira, com sensibilidade de 2mV/V e capacidade de 100kgf. Durante a execução dos ensaios este transdutor foi submetido a esforços além da sua capacidade, porém dentro do coeficiente de segurança estipulado pela fabricante. A integridade do mesmo foi verificada através de novas calibrações ao final de alguns ensaios;
- Deslocamento vertical: utilizou-se um transdutor da fabricante *LSC*, com ponte completa e sinal de entrada de 10C DC. Este transdutor com faixa de leitura entre 0 e 25mm foi conectado ao conversor *Datascan7220*.

3.2.3 Instrumentação da permeabilidade no triaxial 4"

Os parâmetros de condutividade hidráulica dos solos da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz foram obtidos através de ensaios de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão, conforme Head (1985).

O equipamento triaxial 4" utilizado nesta pesquisa foi disponibilizado pelo LMS/UFSC, possui como principal característica o controle e aquisição totalmente automático de dados, e conta com uma câmara triaxial de grandes dimensões desenvolvida pelo próprio laboratório. Nesta pesquisa foi proposta a reimplementação dos sistemas deste equipamento, e a implementação de novos instrumentos de medição, como, por exemplo, o medidor de variações volumétricas.

O medidor de variação volumétrica fabricado no LMS utiliza diafragmas de rolagem da *Bellofram Corporation* para transferência de pressões entre o ponto de entrada e saída de água. De acordo com a fabricante, o diafragma rolante *Bellofram* é um selo resistente, flexível, com uma configuração que permite cursos de pistão relativamente longo, configurações que eliminam quase completamente o atrito de deslizamento. Obtiveram-se os dados de volumes deslocados através de uma equação linear entre o deslocamento vertical e o volume deslocado, conforme Figura 48.

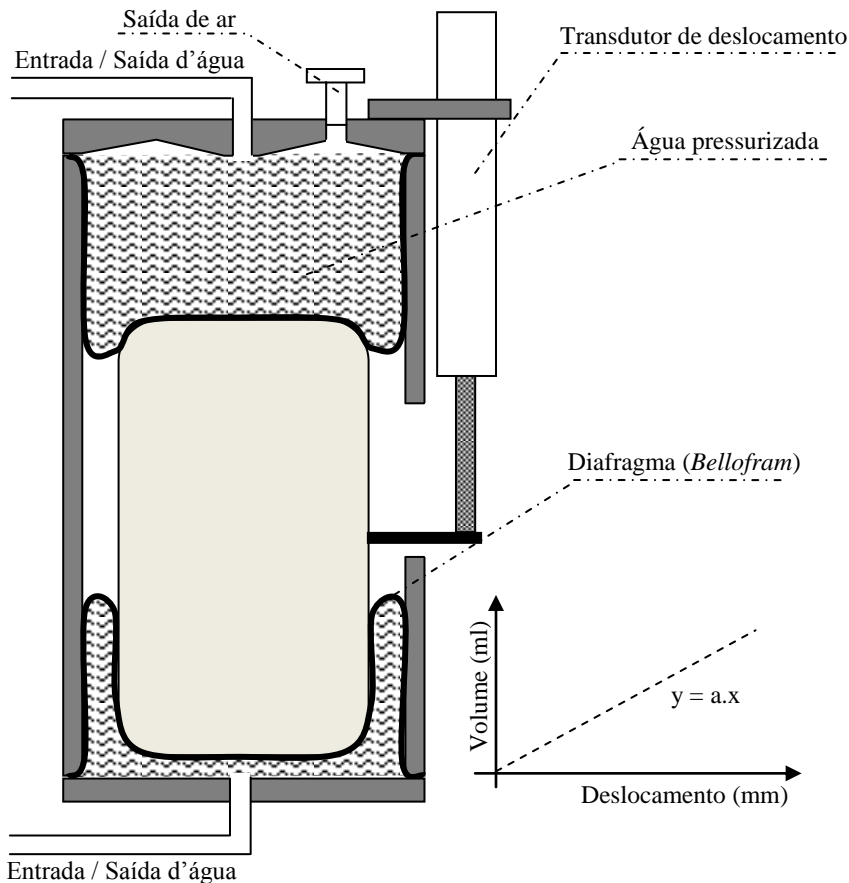


Figura 48 – Medidor de variação volumétrica triaxial 4".

As calibrações dos transdutores utilizados neste equipamento foram realizadas no LMS/UFSC e são apresentadas no item 4.2.3, específico dos resultados da instrumentação deste trabalho.

O *Software Triax4.2* foi uma importante ferramenta utilizada no ensaio de permeabilidade triaxial 4", uma vez que possui interface de comunicação com o conversor de sinais *Datascan7220*, com as ferramentas de controle de pressões *IC Piston Controllers* e a prensa *Wykeham Farrance Trittech 100kN*. Obviamente, por ser um ensaio de permeabilidade, não houve a necessidade de aplicação de tensões

desviadoras nos corpos de prova, o que descartou a utilização da prensa citada.

O controle das pressões P_1 e P_2 , durante os ensaios de permeabilidade, foram realizados via placa PCI-836, que convertia e transmitia os dados digitais emitidos pelo *Triax4.2* para uma caixa amplificadora de sinais e, conseqüentemente, para os *IC Piston Controllers*, desenvolvidos no *Imperial College*, conforme Figura 49.

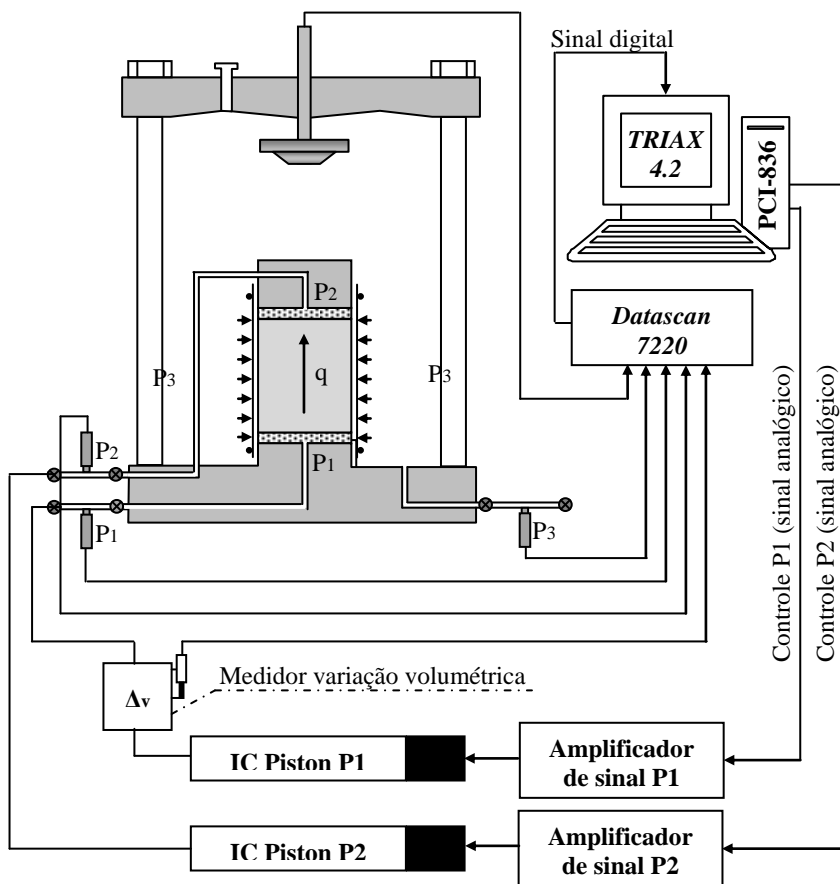


Figura 49 – Esquema de instrumentação do permeabilidade triaxial 4".

Os transdutores do sistema de aquisição, calibrados no Laboratório de Mecânica dos Solos e utilizados nas medições de dados deste ensaio foram:

- Deslocamento / variação volumétrica: transdutor da fabricante inglesa *LSC*, com ponte completa e sinal de entrada de 10V DC, e faixa de leitura entre 0 e 50mm;
- Pressões P1 e P2: utilizou-se transdutores de pressão da fabricante *Bell and Howell Company*, com capacidade de leitura entre 0 e 1000kPa para P1, 0 e 500kPa para P2, e interação com o conversor *Datascan7220*;
- Célula de carga: modelo *STALC3* com capacidade para 25kN fabricada pela *Appllied Measurements ltd*.

3.2.4 Instrumentação do triaxial 1.5"

O equipamento de compressão triaxial 1.5" do LMS/UFSC estava operando com aquisição automática de dados e controle manual de tensões e deformações. Porém, a estrutura desenvolvida no LMS tornou possível a implementação de um novo sistema de aquisição de dados, sendo implementado também o controle parcial das tensões, visto que o equipamento dispunha, originalmente, de um sistema com potes de Mercúrio controlados por motores de passo.

Foram utilizados o conversor de dados *Datascan7220*, o *software Triax4.2* e a aplicação de pressões confinantes e neutras através de potes com coluna de mercúrio. Controlaram-se os potes através de motores de passo acoplados à base da coluna de mercúrio, submissos aos controles emitidos pelo *Triax4.2* através da placa PCI-836 e de amplificadores de sinais analógicos.

As tensões desviadoras deste equipamento foram aplicadas por uma prensa do *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), com capacidade para 5 toneladas, e controle manual de velocidade. A Figura 50 apresenta um desenho esquemático do equipamento de compressão triaxial 1.5" do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC.

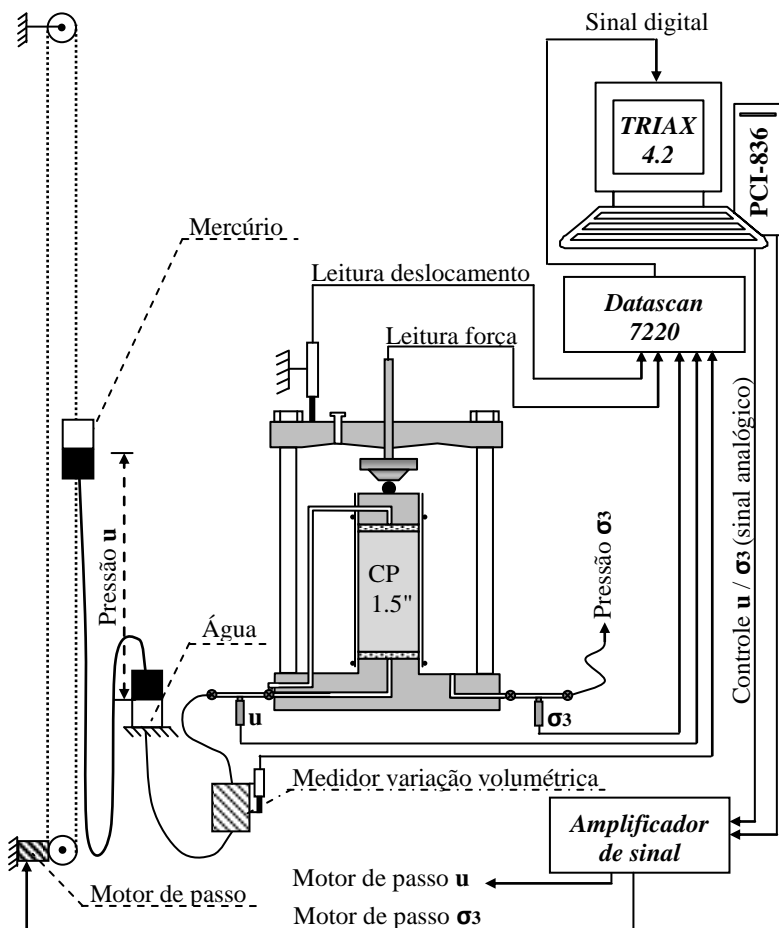


Figura 50 – Instrumentação do equipamento de compressão triaxial 1.5".

Mediram-se as variações volumétricas dos corpos de prova com diâmetro de 1.5" no estágio de consolidação dos ensaios através de um medidor de variação volumétrica, similar ao apresentado na Figura 48, porém com dimensões reduzidas em representação ao tamanho das amostras deste equipamento. As especificações dos transdutores implementados neste sistema são:

- Deslocamento / variação volumétrica: transdutor da fabricante inglesa *LSC*, com ponte completa, tensão de excitação de até 10V DC e faixa de leitura entre 0 e 25mm;
- Pressão confinante e neutra: transdutor da indústria brasileira Sodmex, do tipo HPI-2310, saída de 0 a 10 Vcc e faixa de leitura entre 0 e 1000kPa;
- Força axial: transdutor de força da fabricante brasileira Alfa Instrumentos, com sensibilidade de 20mV/V e capacidade de até 50kgf.

Os transdutores citados foram calibrados em equipamentos disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos, foram verificadas as variações dos equipamentos quando submetidos a um valor fixo da variável física. Os resultados são apresentados no item 4.2.4, específico dos resultados da instrumentação dos ensaios.

3.2.5 Instrumentação do ensaio de palheta de laboratório

O ensaio de palheta de laboratório do LMS/UFSC foi originalmente instrumentado por Blanger e Pedroso (2001), a estrutura desenvolvida por estes pesquisadores foi mantida, sendo que se propôs a implementação de um novo sistema de aquisição de dados, com o objetivo de atualizar a estrutura computacional do sistema original.

Entre as peculiaridades do equipamento citado, há uma em especial. No conjunto de instrumentos deste equipamento é possível observar a presença de uma célula de carga para medição do torque resultante da resistência não-drenada dos solos, conforme Figura 51. Segundo Blanger e Pedroso (2001), esta célula de torque foi desenvolvida na Grã-Bretanha, e possui em seu interior uma ponte completa de Wheatstone. Foi utilizado o *Software Catman4.5* para o gerenciamento dos dados adquiridos pelo conversor de sinais *Spider8*.

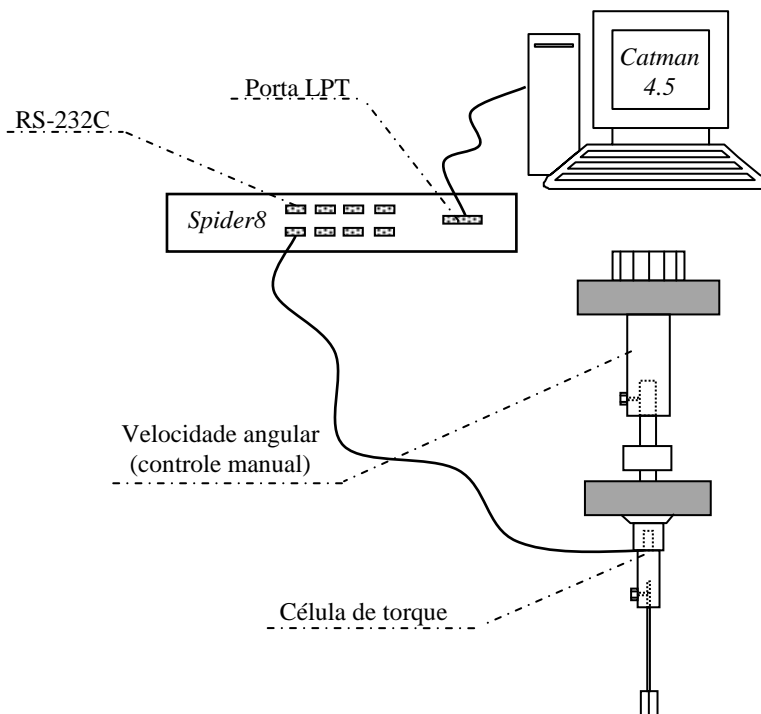


Figura 51 – Instrumentação do palheta de laboratório UFSC.

Diferentemente dos procedimentos comuns de calibrações, foi necessário desenvolver um sistema com o intuito de se correlacionar os valores de diferença de potencial na célula de torque do ensaio de palheta e os torques aplicados. O princípio deste equipamento consistiu em apoiar massas conhecidas sobre um sistema de aplicação de torque (Figura 52).

Os resultados da calibração destes equipamentos, juntamente com as variações e imprecisões diagnosticadas, são apresentados no item 4.2.5.

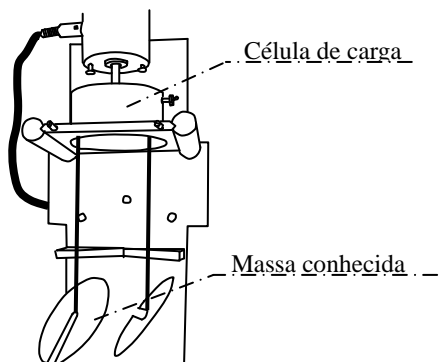


Figura 52 – Imagens da calibração do equipamento para ensaio de palheta.

4 RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios geotécnicos laboratoriais e os resultados dos procedimentos da instrumentação proposta para os equipamentos desta pesquisa são apresentados neste item.

4.1 RESULTADOS E ANÁLISE DOS EXPERIMENTOS

Neste subitem são descritos, analisados e comparados com parâmetros revisados bibliograficamente, os resultados dos experimentos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio.

4.1.1 Perfis estratigráficos da área de estudos

Os resultados dos ensaios de sondagem à percussão (SPT) tornaram possível a análise do perfil estratigráfico dos solos de fundação da obra de ampliação do Aeroporto Internacional de Florianópolis. Foi detectada a presença de camadas de areias entre fofa a muito compactas, assim como também foram detectadas camadas de argilas moles e muito moles NBR (6484). Logo, em concordância com Higashi (2006), ocorre a presença de espessos perfis de solos sedimentares, intercalados com camadas de solos arenosos e argilosos, perfis típicos da região costeira catarinense.

Os ensaios de campo detectaram o lençol freático a cerca de 3m da superfície. A área de estudos está situada na unidade geotécnica AQsq, na qual os valores de peso específico natural oscilam entre 14kN/m^3 e 18kN/m^3 , e podem ocorrer a presença de lentes de solos argilosos (Santos, 1997). Os perfis estratigráficos do Grupo1 de amostras (SHp201 + SHp204) e Grupo2 (SHp202 + SHp502) apresentados na Figura 53 e na Figura 54 confirmam o que apresenta Santos (1997). Deve-se observar a relação entre as escalas dos eixos das ordenadas e das abscissas, de ordem 10.

Os pontos de amostragem são representados nos perfis juntamente com as profundidades de coleta. Em alguns casos, apesar das diferenças de cotas de coleta, observa-se que as amostragens correspondem as mesmas camadas de solo.

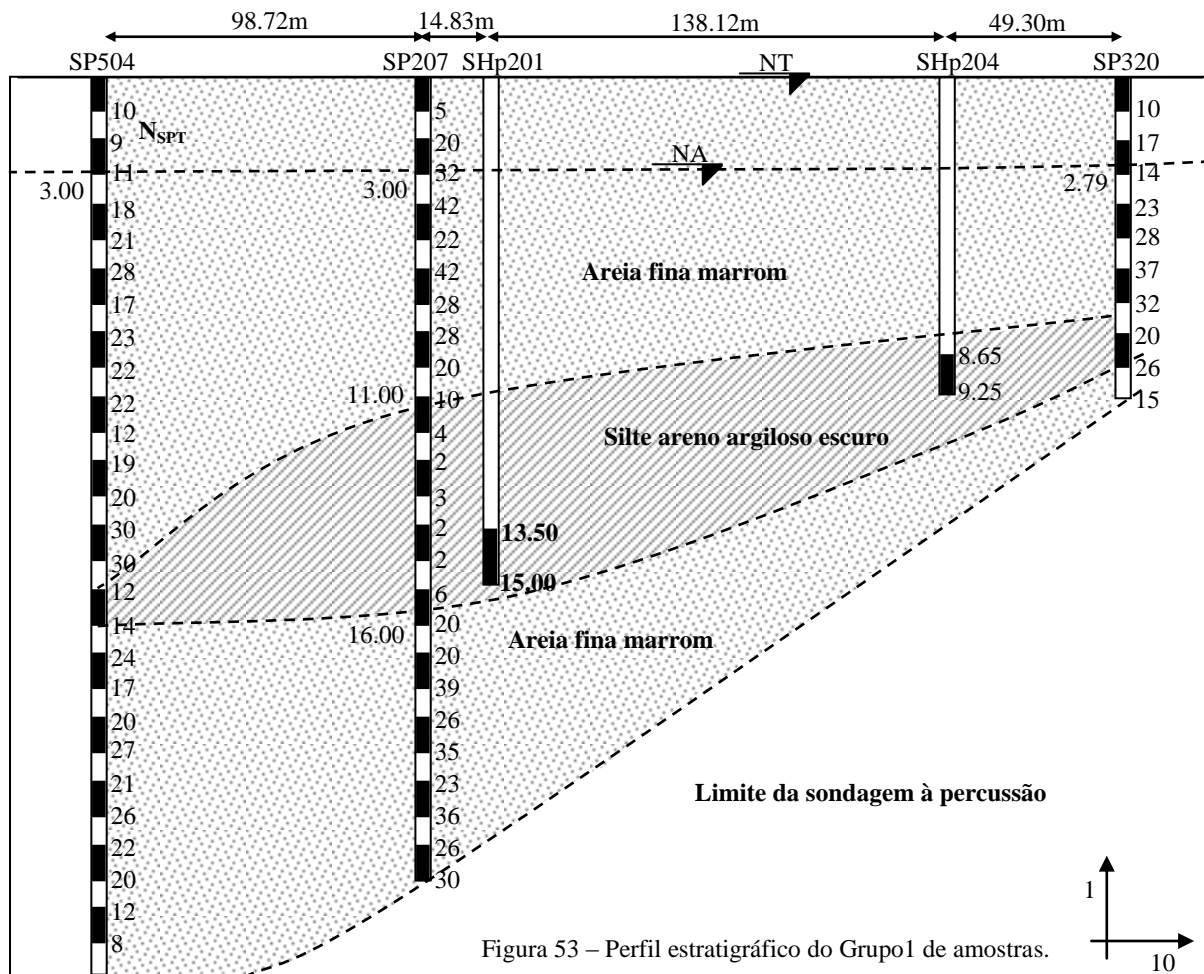
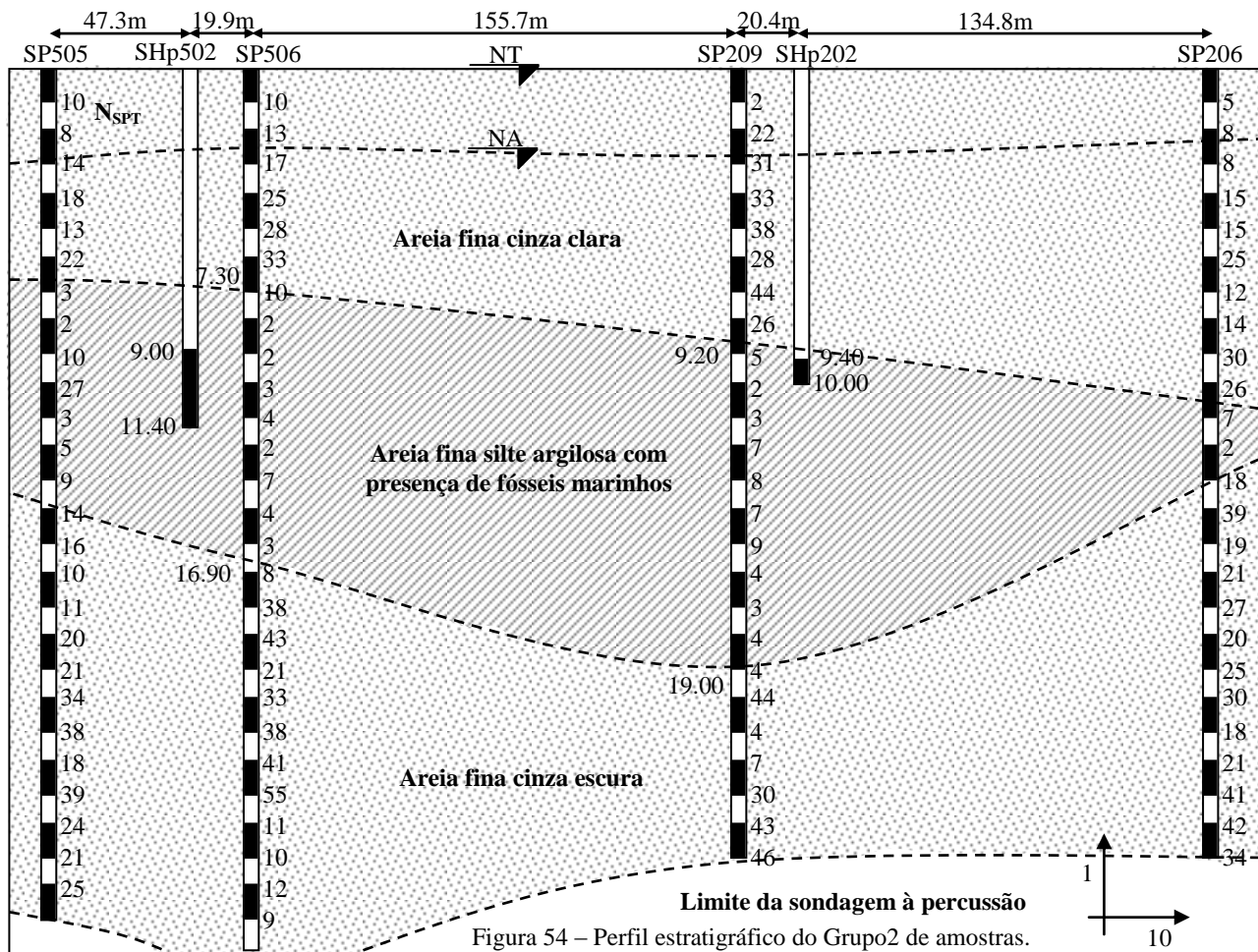


Figura 53 – Perfil estratigráfico do Grupo 1 de amostras.



4.1.2 Classificação dos solos estudados

Do ponto de vista geotécnico, o objetivo da classificação dos solos é a estimativa do provável comportamento do solo, ou uma base para um programa adequado de ensaios. Segundo Holtz e Kovacs (1981) os sistemas de classificações dos solos são línguas de comunicação entre engenheiros, embora sejam muito discutidas as validades dos mesmos.

Segundo Pinto (2000) são diversas as formas de se classificar os solos, pela origem, pela evolução, pela presença ou ausência de matéria orgânica, pela estrutura, entre outros. Os sistemas de classificação mais utilizados na engenharia geotécnica correspondem aqueles em que são observados o tipo e o comportamento das partículas que constituem os solos.

Casagrande desenvolveu o sistema unificado de classificação (USCS) para aplicação em obras de aeroportos, sendo o uso deste estendido para demais obras de engenharia. É, portanto, coerente a aplicação deste sistema nos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz.

Os índices físicos foram calculados a partir de amostras moldadas nos ensaios de adensamento convencional, adensamento CRS e resistência à compressão triaxial. É possível observar nos dados da Tabela 10 uma discrepância entre os solos do Grupo de amostras 1 e 2, porém é evidente a semelhança entre as características das amostras que compõem cada grupo. Sendo que os solos do Grupo 1 foram classificados como “CH” (argilas muito compressíveis) e os solos do Grupo 2 como “SC” (areias argilosas).

O gráfico da Figura 55 apresenta as curvas granulométricas das amostras dos solos da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, através destas se verificou que as amostras SHp201 e SHp204 apresentam a maior fração de silte, e que as amostras SHp202 e SHp502 apresentam as maiores frações de areia fina.

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de caracterização.

Amostra	Grupo	Prof. (m)	γ_s kN/m ³	γ_n kN/m ³	w_n %	e	n	Sr %	Teor de matéria orgânica (%)	USCS	Limites de Consistência			Granulometria				
											W _L %	W _P %	I _P %	A. G. %	A. M. %	A. F. %	Silte %	Argila %
SHp201	Grupo 1	13.50 à 15.00	26.6	15.4	75.4	2.03	0.67	98.7	3.2	CH	66	31	35	0.0	0.8	19.9	67.6	11.7
SHp204		8.65 à 9.25	26.4	14.8	88.3	2.36	0.70	99.0	6.2	CH	87	33	54	0.4	0.4	15.5	65.8	19.0
SHp202	Grupo 2	9.40 à 10.00	26.7	15.0	84.4	2.29	0.70	98.3	2.8	SC	38	18	20	0.1	0.5	63.2	19.6	16.5
SHp502		9.00 à 11.40	26.5	14.4	93.0	2.56	0.72	96.5	6.2	SC	46	20	26	1.3	0.9	57.5	28.2	12.1

NOTA: γ_s : peso específico dos sólidos; γ_n : peso específico natural; w_n : teor de umidade natural; e: índice de vazios; n: porosidade; Sr: grau de saturação; W_L: Limite de liquidez; W_P: Limite de Plasticidade; I_P: Índice de plasticidade; A.G.: areia grossa; A.M.: areia média; A.F.: areia fina.

Observação: Os teores de matéria orgânica apresentados nesta tabela correspondem aos valores obtidos por calcinação a 500°C.

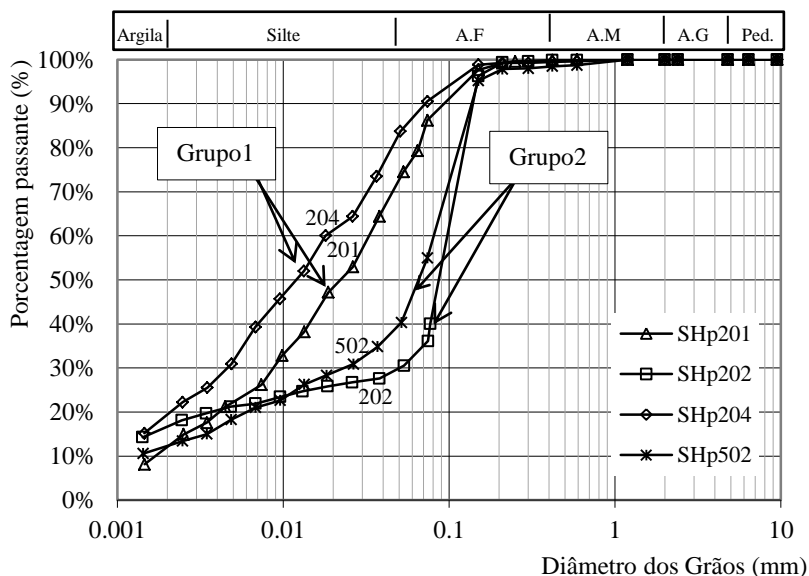


Figura 55 – Gráfico da granulometria das amostras.

As curvas granulométricas dos solos da área de estudo, em concordância aos resultados obtidos por Magnani (2006) para os solos da Via Expressa Sul, indicam a presença de mais de 90% de finos (material menor que 0.075mm) e teores de argila entre 20% e 67%.

Especificamente as distribuições granulométricas das amostras SHp202 e SHp502 são similares as distribuições encontradas por Bertuol (2009) em um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul. Ambas as regiões de estudo são formações de solos sedimentares da bacia de Pelotas (Weschenfelder, 2005). Esta teve a sua formação relacionada com os movimentos geotectônicos responsáveis pela abertura e estruturação do Atlântico Sul a partir do Cretáceo.

O teor de matéria orgânica apresentado na Tabela 10 foi determinado através do método da calcinação com temperatura de 500°C. Foi constatada a queima da matéria orgânica por meio da mudança de coloração dos corpos de prova, conforme é demonstrado na Figura 56.

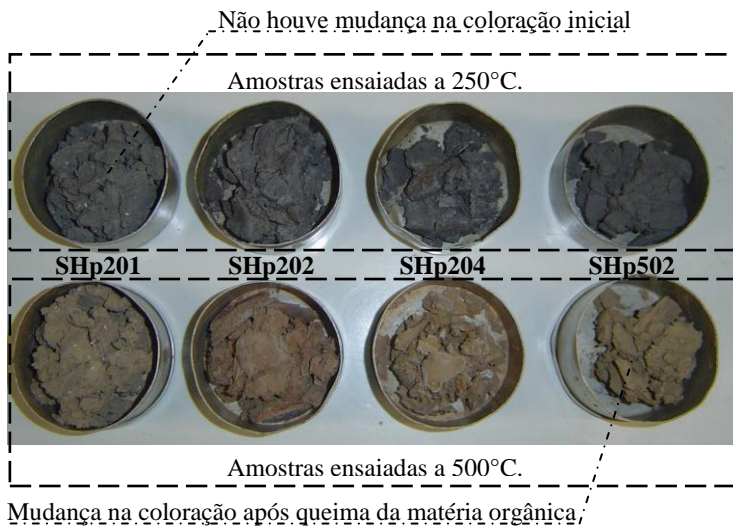


Figura 56 – Queima da matéria orgânica a 500°C.

A porcentagem de matéria orgânica máxima encontrada na amostragem dos solos do Aeroporto Hercílio Luz foi de 6.2% na amostra SHp202. Este valor se enquadra em valores típicos encontrados em depósitos litorâneos brasileiros, que variam entre 4% e 20%, e está muito próximo do valor encontrado por Magnani (2006) para os solos da Via Expressa Sul, próximo ao local de estudos. Quando evidenciada a característica orgânica nos solos argilosos sedimentares litorâneos, ocorrem solos normalmente adensados, o que não condiz com as características dos solos estudados.

Através da Microscopia Eletrônica de Varredura foi possível avaliar a estrutura das amostras do Grupo1 e Grupo2, sendo que esta análise foi realizada em corpos de prova com estrutura intacta e com a estrutura comprometida. Por exemplo, no Grupo1, foi avaliada a estrutura de um mesmo corpo de prova antes e após o ensaio de resistência a compressão triaxial. O corpo de prova amolgado foi retirado da superfície de ruptura gerada, e foram comparadas as imagens antes e após a aplicação dos esforços cisalhantes, conforme Figura 57. Este procedimento foi executado na amostra SHp201 do Grupo1.

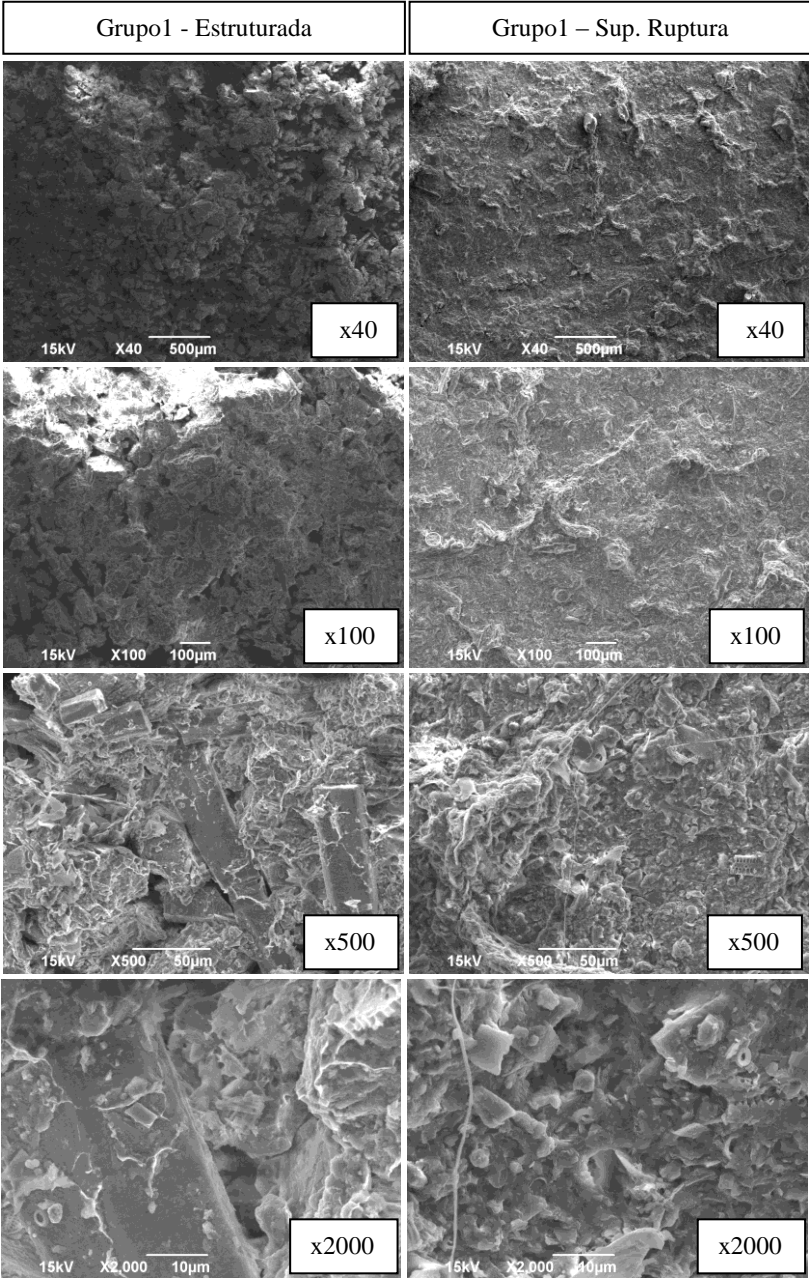


Figura 57 – Imagens de MEV das amostras do Grupo1.

Aparentemente, nas imagens de Microscopia Eletrônica de Varredura com 40 e 100 vezes de ampliação das amostras de Grupo1, ocorre o alinhamento das partículas decorrentes das deformações cisalhantes ocorridas no ensaio de Compressão Triaxial. Ampliando-se a imagem em 500 e 2000 vezes foi possível observar o surgimento de partículas aleatórias, apoiadas sobre a superfície do corpo de prova sem uma conexão clara, estimou-se que isto tenha sido decorrente da quebra de agentes cimentantes durante o ensaio de resistência ao cisalhamento.

Conforme citado no capítulo de procedimentos metodológicos, foram realizadas espectroscopias de raios-X para definição dos elementos químicos dos solos estudados. Apesar das dúvidas que cercam a obtenção indireta dos elementos pelo espectroscópio de raios-X, foi evidenciado um acréscimo na porcentagem de massa de elementos como Ferro e Alumínio entre as partículas maiores, conforme se observa nos resultados da Figura 59, e na porcentagem de massa dos elementos químicos do Grupo1 na Tabela 11. A imagem da Figura 58 indica os locais exatos nos quais foram coletadas as informações dos elementos químicos, sendo que os mesmos foram situados sobre as partículas, e também entre as mesmas. A presença de Ferro e Alumínio entre as partículas maiores pode representar um princípio de cimentação do solo estudado.

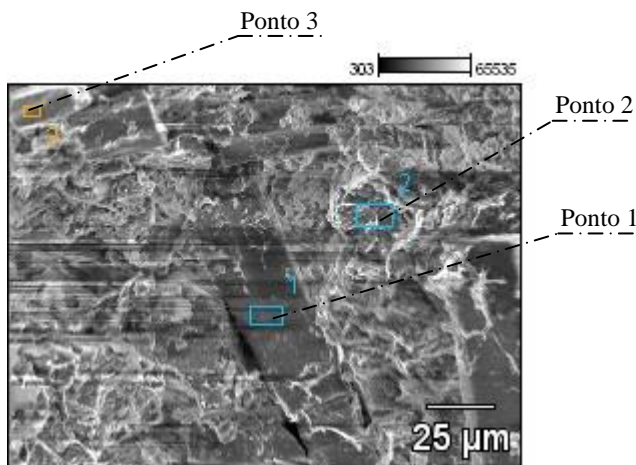


Figura 58 – Pontos de espectrografia de raios-X das amostras do Grupo1.

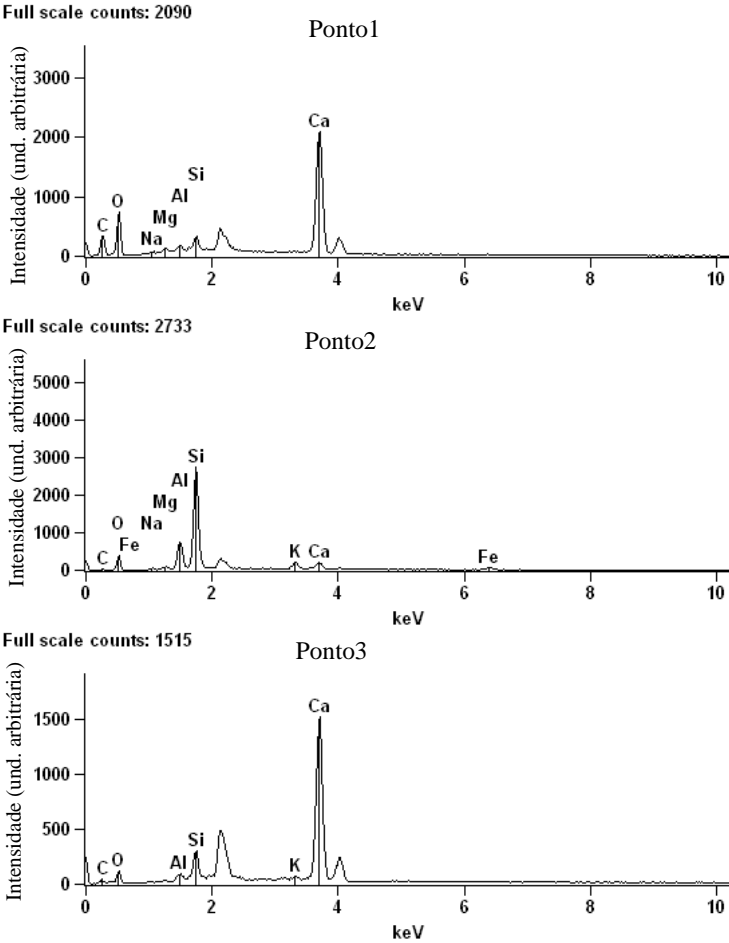


Figura 59 – Gráficos da espectrografia de raios-X das amostras do Grupo1.

Tabela 11 – Porcentagem de massa dos elementos químicos do Grupo1.

Ponto	Porcentagem de massa								
	C	O	Na	Mg	Al	Si	K	Ca	Fe
01	18.68	38.02	0.36	0.46	0.71	2.22	-	39.56	-
02	11.40	25.04	1.01	0.65	8.46	37.75	4.76	5.81	5.12
03	5.15	19.65	-	-	1.06	5.27	0.61	68.25	-

NOTA: C: Carbono; O: Oxigênio; Na: Sódio; Mg: Magnésio; Al: Alumínio; Si:Silício; K: Potácio; Ca:Cálcio; Fe: Ferro.

Mitchell (1975) cita que na maioria das estruturas com argilo-minerais as sílicas tetraédricas estão interconectadas em estruturas de folhas, o que foi identificado nas imagens de MEV das amostras do Grupo1 e, principalmente, do Grupo2. Posteriormente, através da espectrografia de raios-X foi visualizada uma porcentagem abundante de Silício no Ponto2 da Figura 58, ponto este composto por estruturas em folhas, o que confirma a citação de Mitchell (1975) sobre a presença de sílica nestas estruturas.

Analizando o Ponto1 e o Ponto3 da Figura 58, e os elementos químicos dos gráficos dos respectivos pontos na Figura 59 foi possível visualizar uma porcentagem considerável de cálcio nas partículas. O que vai ao encontro da citação de Mitchell (1975) sobre a presença de minerais de carbonato, principalmente calcita e dolomita, em alguns solos, podendo ocorrer como partículas volumosas ou conchas, por exemplo.

No Grupo2, foi avaliada a estrutura de um mesmo corpo de prova antes e após o ensaio de adensamento oedométrico com velocidade de deformação controlada. O corpo de prova amolgado foi retirado do interior da amostra após o término do ensaio, e foram comparadas as imagens antes e após a aplicação das pressões verticais, conforme Figura 60. Optou-se por utilizar a amostra SHp202 para representação do grupo2 neste ensaio.

Quando observada a imagem com aumento de 5000 vezes da Figura 60, fica evidente a presença de estruturas em folhas nas amostras do Grupo2, conforme cita Mitchell (1975).

Nas imagens com aumento de 100 vezes do grupo2 não se diagnosticou o alinhamento entre as partículas de solo, isto não ocorreu, pois os corpos de prova não foram retirados de amostras de ensaios de compressão triaxial. Contudo, os corpos de prova foram extraídos de amostras de ensaios de adensamento CRS, o que possibilitou a identificação da redução na relação dos vazios na imagem com ampliação de 100 vezes antes e após o ensaio.

Ampliando-se a imagem em 500 vezes é possível observar o efeito do amolgamento causado pelas pressões verticais aplicadas. Como principal diferença entre a imagem antes e após o ensaio, é possível destacar o surgimento de partículas argilosas dispersas que se desprenderam das partículas de silte.

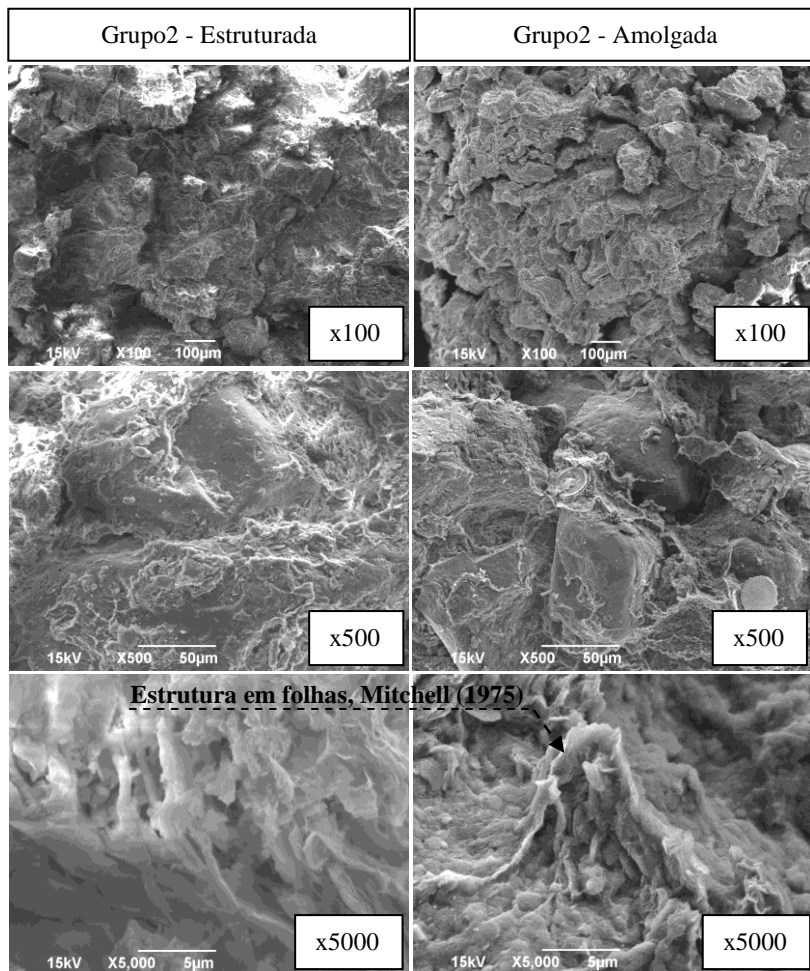


Figura 60 – Imagens de MEV das amostras do Grupo2.

De acordo com a Tabela 12 e os gráficos de espectrografia da Figura 62, observa-se Silício em abundância na estrutura do Grupo2. Analisando as dimensões da partícula do ponto 1 da Figura 61, é possível defini-la como uma partícula de silte, pois possui 0,009mm de diâmetro, o que condiz com a indicação de Silício da espectrografia de raios-X.

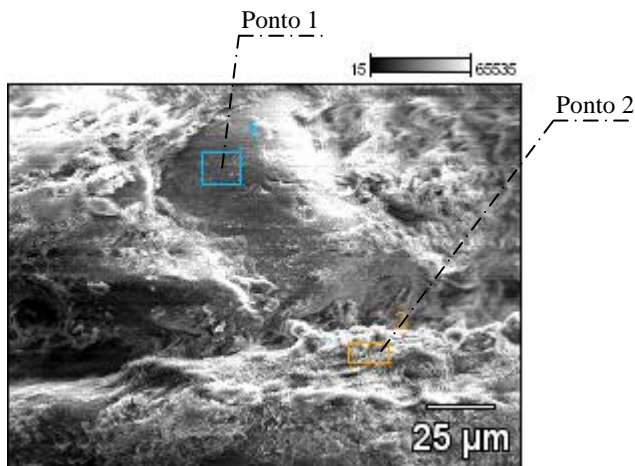


Figura 61 – Pontos de espectrografia de raios-X das amostras do Grupo2.

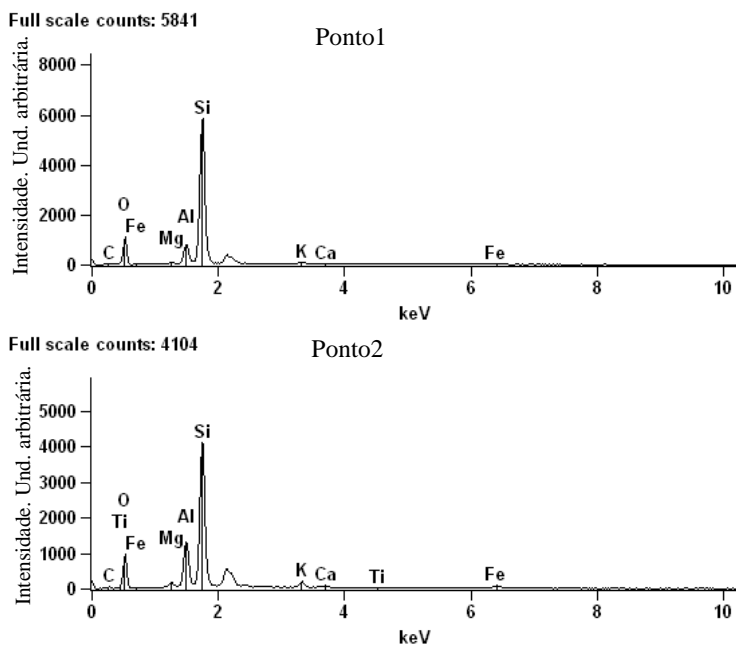


Figura 62 – Gráficos da espectrografia de raios-X das amostras do Grupo2.

Tabela 12 – Porcentagem de massa dos elementos químicos do Grupo2.

Ponto	Porcentagem de massa								
	C	O	Mg	Al	Si	K	Ca	Ti	Fe
01	12.56	33.35	0.37	4.56	44.81	1.22	0.50	-	2.63
02	16.22	31.58	0.70	8.41	33.87	2.25	0.86	0.77	5.33

NOTA: C: Carbono; O: Oxigênio; Mg: Magnésio; Al: Alumínio; Si: Silício; K:Potácio; Ca:Cálcio; Ti:Titânio; Fe: Ferro.

O ponto 2 da Figura 61 está situado entre duas partículas de silte. Neste local a espectrografia de raios-X indicou um acréscimo na porcentagem de massa de Alumínio, o que, de acordo com Carvalho et al. (2009), caracteriza argilas esmectíticas, constituídas basicamente por Si e Al.

4.1.3 Parâmetros do adensamento convencional

Segundo Weschenfelder (2005) o alto de Florianópolis marca o final da bacia de Pelotas, na qual após os movimentos geotectônicos responsáveis pela abertura e estruturação do Atlântico Sul a partir do Cretáceo, seguida de sucessivos basculamentos em direção ao mar, houve o acúmulo de uma espessa seqüência de sedimentos continentais, transicionais e marinhos.

Os ensaios oedométricos foram realizados devido à necessidade de se obter informações gerais sobre a compressibilidade dos solos moles do Aeroporto Hercílio Luz. Portanto, foram coletadas amostras de boa qualidade através de amostradores *Shelby4*", apesar da pequena quantidade de material recuperado nos amostradores.

A Tabela 13 apresenta os resultados de índice de vazios e teor de umidade inicial, da pressão de pré-adensamento, da razão de pré-adensamento, dos coeficientes das curvas de compressibilidade referentes dos corpos de prova das amostras do Grupo1 (SHp201 e SHp204) e Grupo2 (SHp202 e SHp502) ensaiadas no equipamento de adensamento convencional.

Tabela 13 – Resultados dos ensaios oedométricos convencionais.

Amostra	Prof. (m)	w_n (%)	γ_n (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)	OCR	Cr	Cc	CR	eo	Cv (cm ² /s)
SHp201	14.0	76.8	14.89	165	1.29	0.037	1.148	0.372	2.087	1.4×10^{-3}
SHp204	9.7	84.6	14.60	155	1.67	0.032	1.375	0.418	2.288	1.7×10^{-2}
SHp202	9.0	81.6	14.91	140	1.43	0.043	0.641	0.197	2.252	4.3×10^{-3}
SHp502	10.0	94.5	14.41	150	1.50	0.044	0.574	0.160	2.577	8.9×10^{-3}

NOTA: w_n – Teor de umidade natural; $CR = C_c / (1 + e_0)$ – Razão de compressão; σ'_p - Pressão de pré-adensamento; OCR – Razão de pré-adensamento.

Através do gráfico variação do índice de vazios *versus* pressão, apresentado na Figura 63, é possível observar que as deformações verticais são mais significativas nas amostras SHp201 e SHp204, portanto os coeficientes das curvas de compressibilidade do Grupo1 se diferenciam do Grupo2, o que fortalece a proposta de divisão das amostras em dois Grupos.

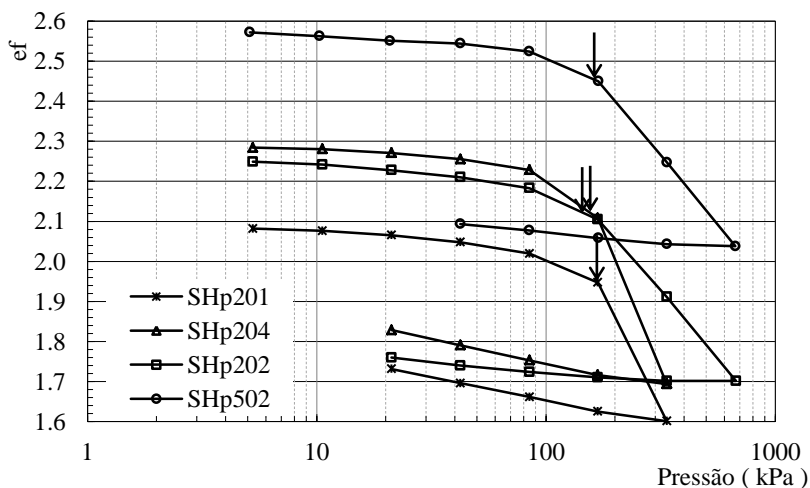


Figura 63 – Curvas de compressibilidade do oedométrico convencional.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação as amostras do Grupo1 correspondem a argilas muito compressíveis (CH). Os valores de CR (0.37-0.55) confirmam a classificação do USCS e são similares aos encontrados por Coutinho (2001) para argilas moles de Recife (0.30-0.43), por Massad (1994) para argilas da baixada santista (0.33-0.51) e por Santos (1997) para algumas argilas moles da grande Florianópolis (0.10-0.53). O Grupo1 de amostras, em específico,

apresentou razões de compressão muito próximas aos valores obtidos por Magnani (2006), porém não ficou evidenciado o mesmo para as amostras do Grupo2.

Foram identificadas pressões de pré-adensamento entre 140kPa e 165kPa, o que, de acordo com o perfil estratigráfico dos pontos de coleta, caracterizam o pré-adensamento (PA) dos solos moles da área de estudos, com valores de OCR da ordem de 1.29 à 1.67.

Os coeficientes de permeabilidade (k) obtidos indiretamente através do ensaio de adensamento oedométrico convencional são apresentados na Tabela 14. Foi proposto neste trabalho a comparação entre “k” do ensaio oedométrico convencional e “k” do ensaio de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão.

Tabela 14 – Coeficientes de permeabilidade do oedométrico convencional.

Estágio	Pressão kPa	SHp201 k (cm/s)	SHp202 k (cm/s)	SHp204 k (cm/s)	SHp502 k (cm/s)
1°	5	$1.84 \cdot 10^{-07}$	$1.47 \cdot 10^{-07}$	$2.82 \cdot 10^{-07}$	$1.03 \cdot 10^{-07}$
2°	10	$5.78 \cdot 10^{-08}$	$2.03 \cdot 10^{-07}$	$1.58 \cdot 10^{-07}$	$2.14 \cdot 10^{-07}$
3°	20	$6.33 \cdot 10^{-08}$	$1.64 \cdot 10^{-07}$	$1.90 \cdot 10^{-07}$	$1.61 \cdot 10^{-07}$
4°	40	$4.01 \cdot 10^{-08}$	$1.52 \cdot 10^{-07}$	$1.83 \cdot 10^{-07}$	$1.33 \cdot 10^{-07}$
5°	80	$4.39 \cdot 10^{-08}$	$7.49 \cdot 10^{-08}$	$1.76 \cdot 10^{-07}$	$1.33 \cdot 10^{-07}$
6°	160	$3.30 \cdot 10^{-08}$	$8.94 \cdot 10^{-08}$	$8.69 \cdot 10^{-08}$	$1.68 \cdot 10^{-07}$
7°	320	$1.37 \cdot 10^{-08}$	$8.06 \cdot 10^{-08}$	$4.70 \cdot 10^{-08}$	$1.35 \cdot 10^{-07}$
8°	640	-	$2.72 \cdot 10^{-08}$	-	$3.22 \cdot 10^{-08}$

NOTA: k – Coeficiente de permeabilidade do ensaio de adensamento.

De uma forma geral, os coeficientes de permeabilidade obtidos são semelhantes e tendem a reduzir com o acréscimo da pressão vertical, o que é esperado, visto que com o acréscimo da pressão vertical ocorre a redução do índice de vazios (Figura 64).

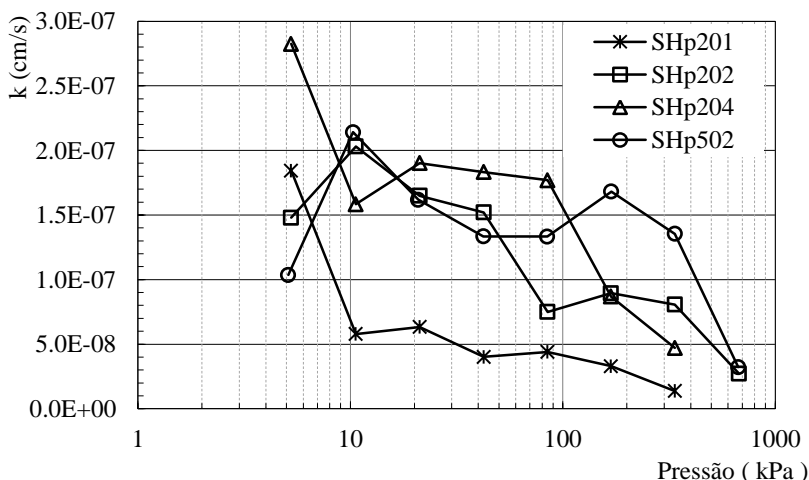


Figura 64 – Gráfico coeficiente de permeabilidade *versus* pressão vertical.

4.1.4 Parâmetros e análise do adensamento CRS

Os primeiros ensaios de adensamento com velocidade de deformação controlada do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC foram realizados por Moura (2004). Utilizando-se dos dados pesquisados anteriormente e dos procedimentos descritos por Head (1985) foram realizados os ensaios desta pesquisa.

O ensaio de adensamento CRS tem como principal objetivo a obtenção dos parâmetros de compressibilidade dos solos de forma rápida e objetiva, e possui como incógnita o índice de deformação (r) necessário para gerar excessos de poro-pressão (Δu) na face não drenada, conforme descreve Head (1985).

Não foram utilizados na obtenção da velocidade de deformação os métodos de Smith e Wahls (1969), Armours e Drenecich (1986), entre outros que utilizam parâmetros do adensamento convencional, pois um dos objetivos no desenvolvimento dos ensaios é tornar possível a execução do ensaio CRS independentemente dos parâmetros do convencional.

Desta forma, como estimativa inicial da velocidade de deformação, foram utilizados os parâmetros sugeridos por Head (1985), que utilizam os dados de limite de liquidez dos solos, e por seguinte foram realizados ensaios abaixo e acima do índice de deformação (r)

sugerido. As curvas de compressibilidade do Grupo1, conforme amostragem SHp204, são apresentadas na Figura 65.

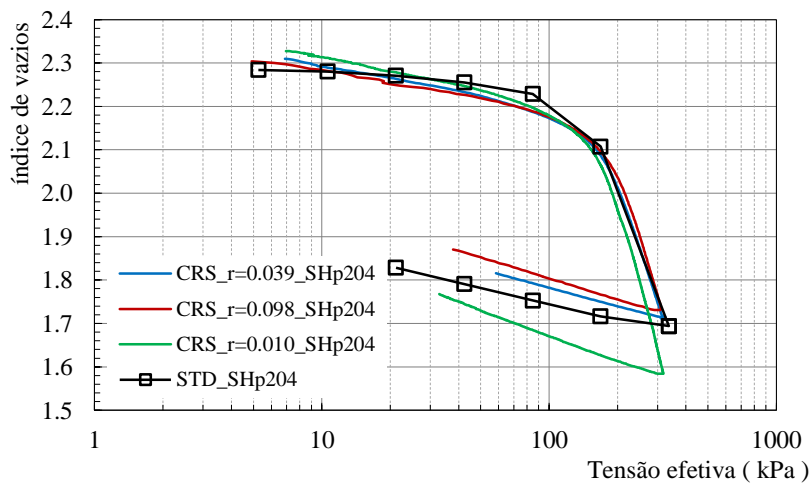


Figura 65 – Curvas de compressibilidade CRS do Grupo1.

Os ensaios oedométricos CRS do Grupo1 apresentaram parâmetros e coeficientes similares aos encontrados no ensaio de adensamento convencional, exceto por notória disparidade entre os valores dos coeficientes de recompressão (Tabela 15). Moura (2004) cita que os coeficientes de recompressão dos solos do Leste de Santa Catarina, quando obtidos pelo método CRS, também apresentaram valores maiores que os obtidos em ensaios convencionais.

Tabela 15 –Parâmetros dos ensaios de adensamento CRS do Grupo1.

Amostra	Método	r %/min.	w _n (%)	γ _n (kN/m³)	σ' _p (kN/m²)	Cr	Cc	CR	eo
SHp201	STD	-	76.8	14.89	165	0.037	1.148	0.372	2.087
SHp204	STD	-	84.6	14.60	155	0.032	1.375	0.418	2.288
SHp204	CRS	0.010	88.1	14.93	150	0.111	1.834	0.551	2.327
SHp204	CRS	0.039	87.1	14.92	160	0.103	1.512	0.457	2.310
SHp204	CRS	0.098	85.4	14.82	180	0.097	1.549	0.469	2.304

NOTA: w_n – Teor de umidade inicial; CR=Cc/ (1+eo) – Razão de compressão; σ'_p - Pressão de pré-adensamento; r – índice de deformação.

É possível observar que os valores de pressões de pré-adensamento aumentam proporcionalmente ao índice de deformação do

ensaio CRS. Sendo que os valores mais próximos aos convencionais correspondem ao índice de 0.039%/min.

Head (1985) cita que durante o ensaio de adensamento é crucial que os valores de Δu sejam superiores a 3kPa, e sugere que variem entre 3% a 20% da pressão vertical total. Isto se deve a necessidade de um valor mínimo positivo para o cálculo do coeficiente de adensamento (c_v) e o módulo oedométrico (D).

A Figura 66c, Figura 67c e Figura 68c permitem a observação das poro-pressões geradas durante os ensaios do Grupo1. Em todos os ensaios foram geradas poro-pressões acima de 3kPa, e se observou que estes valores aumentam significativamente após o estado de tensões efetivas ultrapassar a pressão de pré-adensamento. Porém, não necessariamente este acréscimo é significativo em relação ao estado de tensões totais, destacando o gráfico da Figura 67e, na qual a razão entre Δu e as tensões totais verticais também aumentam após ultrapassar σ'_p .

Head (1985) cita gráficos típicos obtidos em ensaios CRS, nos quais apresenta uma relação direta entre a curvatura do gráfico “índice de vazios *versus* excesso de poro-pressão” e o índice de deformação. Na Figura 66b é possível observar que o formato da curva situa-se entre a classificação “r elevado” e “r baixo”, o que indica que o índice utilizado foi satisfatório. Os gráficos da Figura 67b e da Figura 68b, diferentemente, apresentam uma curvatura caracterizando índices de deformações elevados.

Moura (2004) cita que foi observado nos solos moles do Leste de Santa Catarina o acréscimo da pressão de pré-adensamento decorrente da utilização de índices de deformação elevados. A amostra SHp204 com índice de deformação de 0.098%/min. apresentou um valor de pressão de pré-adensamento de 180kPa, conforme Tabela 15. Pode-se atribuir este valor, que está bem superior ao encontrado no adensamento convencional ($\sigma'_p = 155\text{kPa}$), ao índice de deformação utilizado. A razão de poro-pressão desta amostra (Figura 68e), porém, não ultrapassou os valores sugeridos por Head (1985).

Moura (2004) também cita que são poucos os autores que relatam os resultados obtidos para o Módulo Oedométrico (D) nos ensaios de CRS, e apresenta estes valores para os solos moles do Leste de Santa Catarina. Na Figura 66d, Figura 67d e Figura 68d é possível observar que próximo ao ponto mínimo da curva “D *versus* Pressão vertical” situa-se a pressão de pré-adensamento, conforme tendência apresentada por Head (1985), e diagnosticada posteriormente por Moura (2004).

Apesar da semelhança entre as curvas, os valores obtidos para o módulo oedométrico antes da pressão de pré-adensamento, nos três ensaios do Grupo1, foram bem diferentes e apresentaram uma tendência crescente conforme o acréscimo no índice de deformação. Após o estado de tensões efetivas ultrapassar σ'_p , o valor D pouco foi alterado.

Os gráficos da Figura 66f, Figura 67f e Figura 68f possuem comportamento bem semelhantes, apesar dos valores dos coeficientes de adensamento, aparentemente, serem influenciados pelo índice de deformação. Em comparação aos primeiros resultados obtidos por Moura (2004) neste mesmo equipamento, foi verificada uma redução significativa na dispersão dos valores de c_v . Isso se pode atribuir ao novo sistema de aquisição de dados.

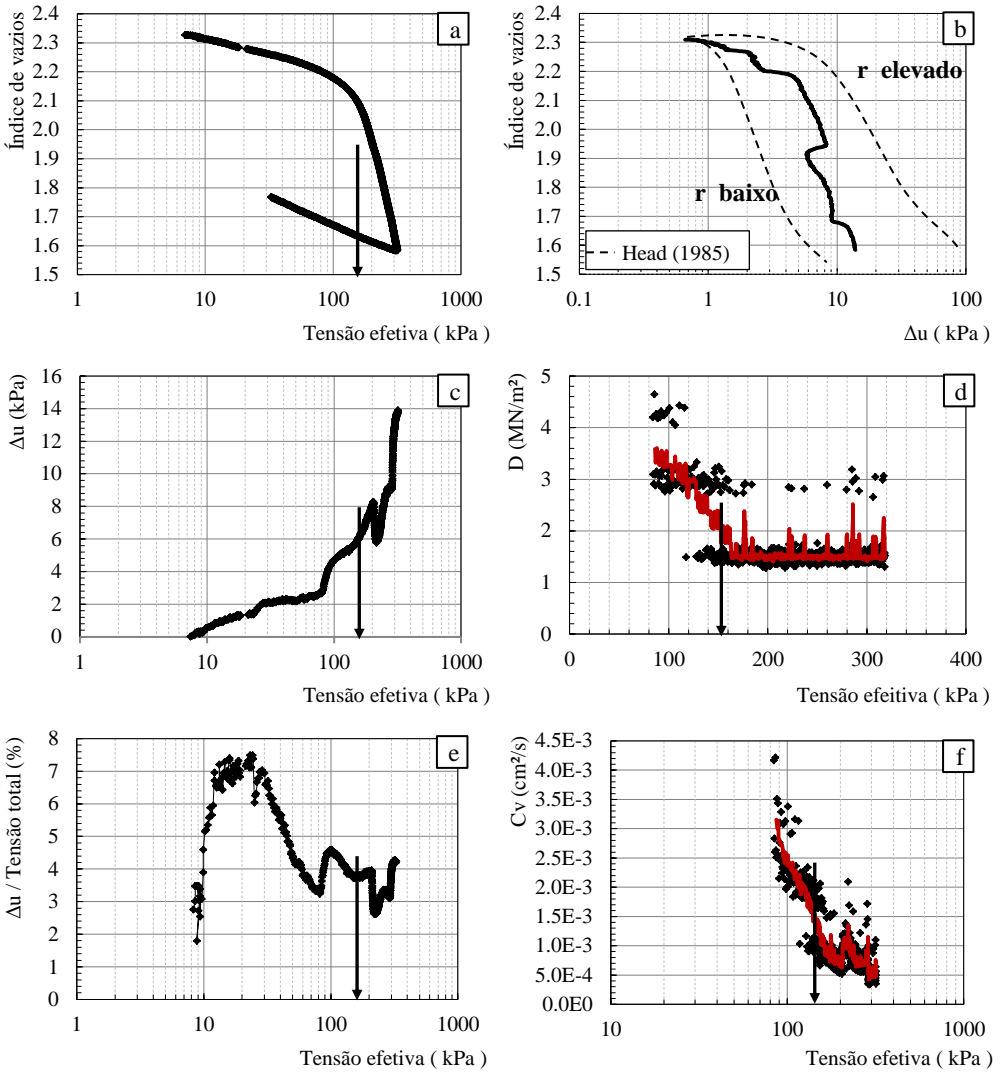


Figura 66 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.010\%/min$.

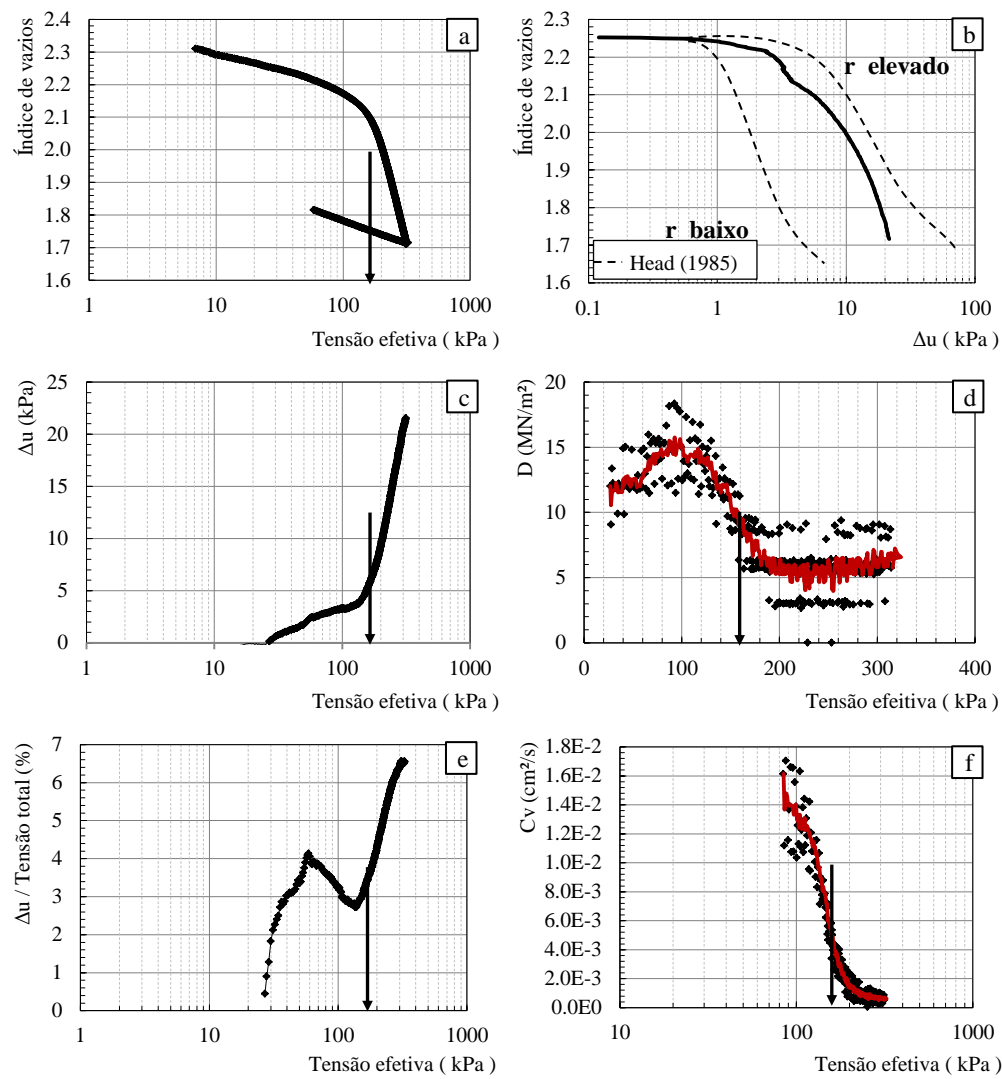


Figura 67 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.039\%/min$.

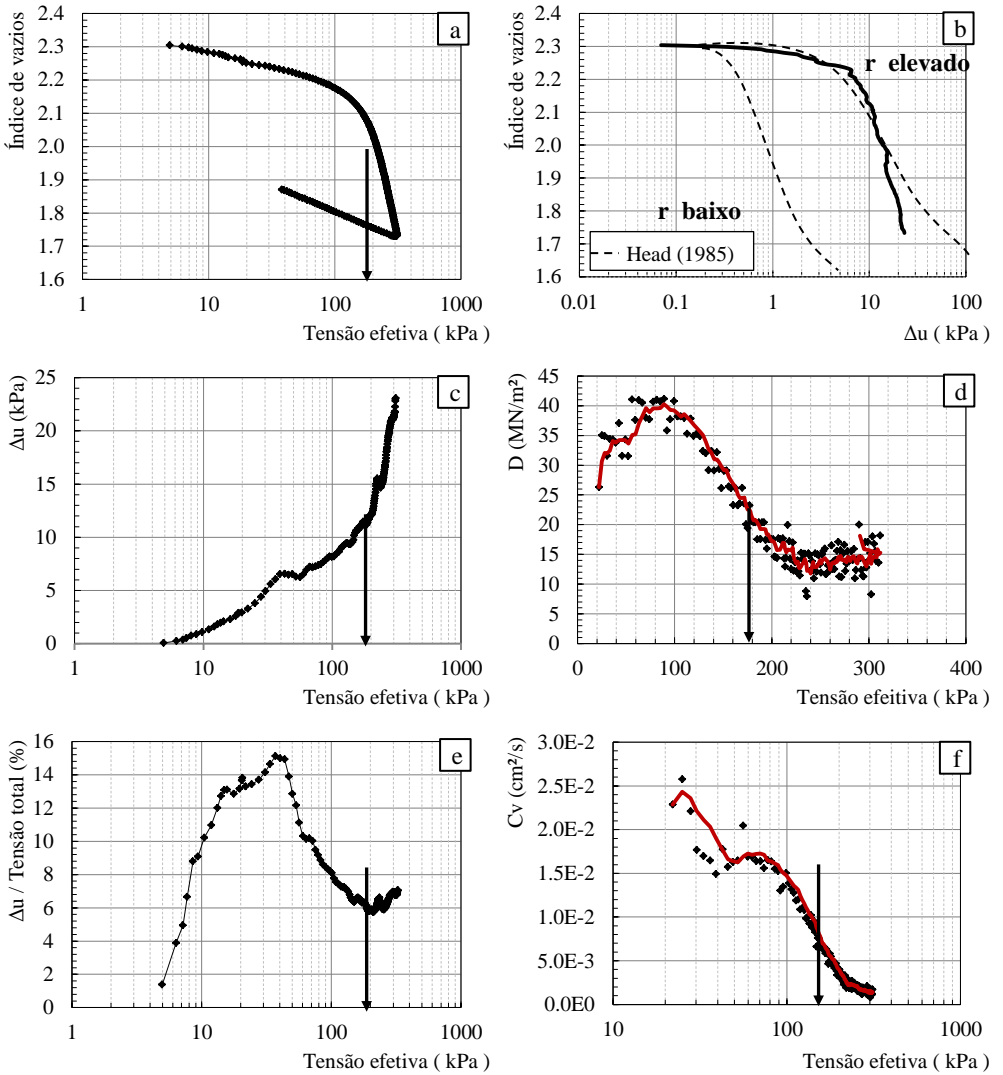


Figura 68 – Gráficos do adensamento CRS_SHp204 com $r = 0.098\%/min$.

O equipamento para ensaio de adensamento CRS da UFSC foi desenvolvido inicialmente por Moura (2004), que implementou uma célula de carga para medição dos esforços verticais totais com capacidade para 130kgf. Possuir uma célula com esta capacidade significa dizer que, de acordo com a área do anel utilizado, a tensão total máxima que se pode aplicar neste equipamento é da ordem de 320kPa.

Os solos do Grupo2, além de elevas pressões de pré-adensamento, apresentam valores de Cc inferiores aos das amostras do Grupo1. O que limitou significativamente os gráficos gerados, conforme Figura 69, porém não impediu que fossem obtidos os parâmetros de compressibilidade apresentados na Tabela 16.

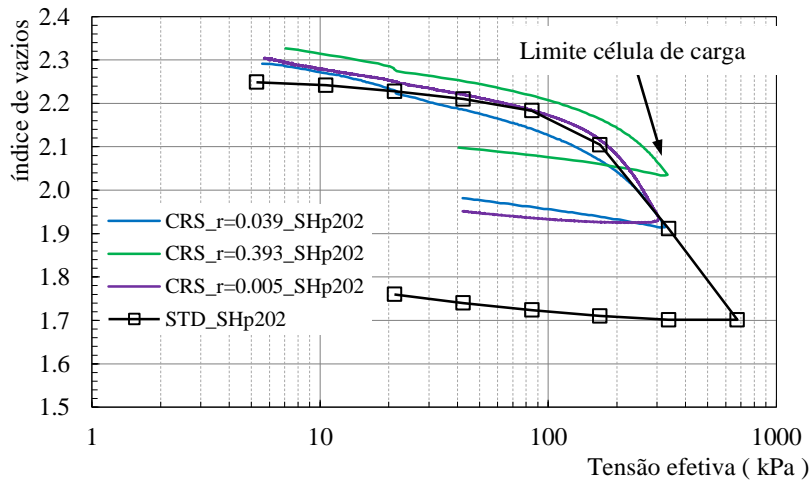


Figura 69 – Curvas de compressibilidade CRS do Grupo2.

Tabela 16 –Parâmetros dos ensaios de adensamento CRS do Grupo2.

Amostra	Método	r %/min.	w _n (%)	γ _n (kN/m ³)	σ' _p kN/m ²	Cr	Cc	CR	eo
SHp202	STD	-	81.6	14.91	140	0.043	0.641	0.197	2.252
SHp502	STD	-	94.5	14.41	150	0.044	0.574	0.160	2.577
SHp202	CRS	0.005	84.3	14.72	175	0.108	0.788	0.238	2.305
SHp202	CRS	0.039	84.4	14.96	150	0.138	0.699	0.213	2.292
SHp202	CRS	0.393	88.3	14.93	-	0.109	-	-	2.330

NOTA: w_i – Teor de umidade inicial; CR=Cc/ (1+eo) – Razão de compressão; σ'_p - Pressão de pré-adensamento; r – índice de deformação.

Os parâmetros dos coeficientes de recompressibilidade obtidos através do ensaio CRS para as amostras do Grupo2, assim como no Grupo1, são maiores que os obtidos no ensaio de adensamento convencional. Observando os ensaios realizados anteriormente por Moura (2004) e alguns parâmetros publicados por Coutinho (2001) foi possível identificar comportamento semelhante.

Diferentemente das amostras do Grupo1, não foi evidenciada uma tendência de aumento das pressões de pré-adensamento com o acréscimo da velocidade. Os valores obtidos oscilaram entre 150kPa e 175kPa, e o índice de deformação 0.039%/min correspondeu a velocidade de ensaio na qual a pressão de pré-adensamento se aproximou mais do ensaio de adensamento convencional.

A Figura 70b, a Figura 71b e a Figura 72c apresentam gráficos das poro-pressões durante os ensaios do Grupo2, as quais foram observadas somente no ensaio com maior velocidade de deformação. Nos corpos de prova em que foram aplicados índices de deformação de 0.005%/min. e 0.039%/min. não foram geradas poro-pressões, ou estas não ultrapassaram os 3kPa necessários para o cálculo do coeficiente de adensamento e o módulo oedométrico, conforme Head (1985).

No gráfico da Figura 72f pode-se observar um comportamento semelhante ao Grupo1, no qual as poro-pressões aumentam significativamente após ultrapassar a pressão de pré-adensamento. A velocidade de ensaio aplicada, segundo gráficos típicos apresentados por Head (1985) foi satisfatória, mantendo-se entre os índices baixos e elevados.

Na Figura 72d é possível observar que a pressão de pré-adensamento não está situada próxima ao ponto máximo da curva “D *versus* Pressão vertical efetiva”. Não se esperava este comportamento, pois contraria a tendência apresentada por Head (1985).

No gráfico da Figura 72e, referente à curva “coeficiente de adensamento *versus* pressão vertical efetiva”, assim como no Grupo1 de amostras, foi verificada uma redução significativa na dispersão dos valores de cv.

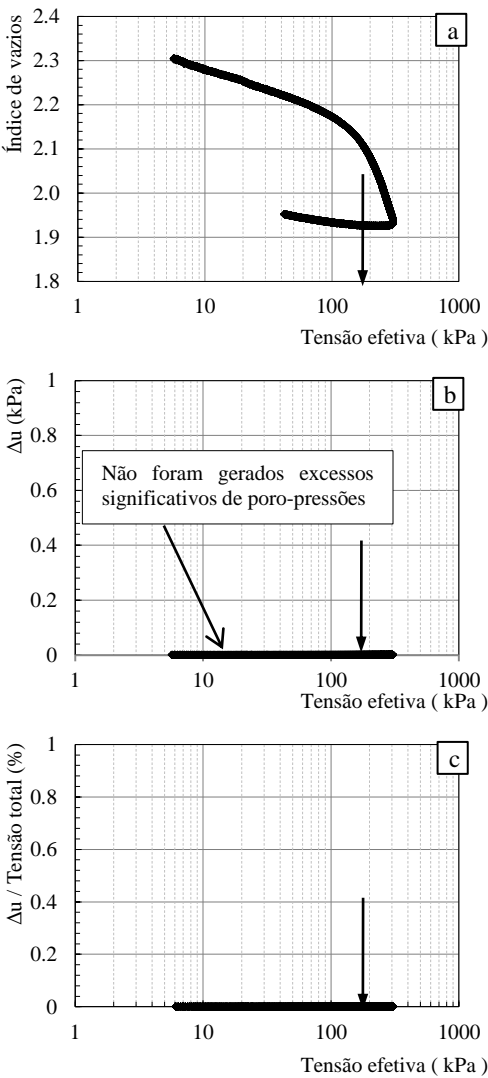


Figura 70 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.001$.

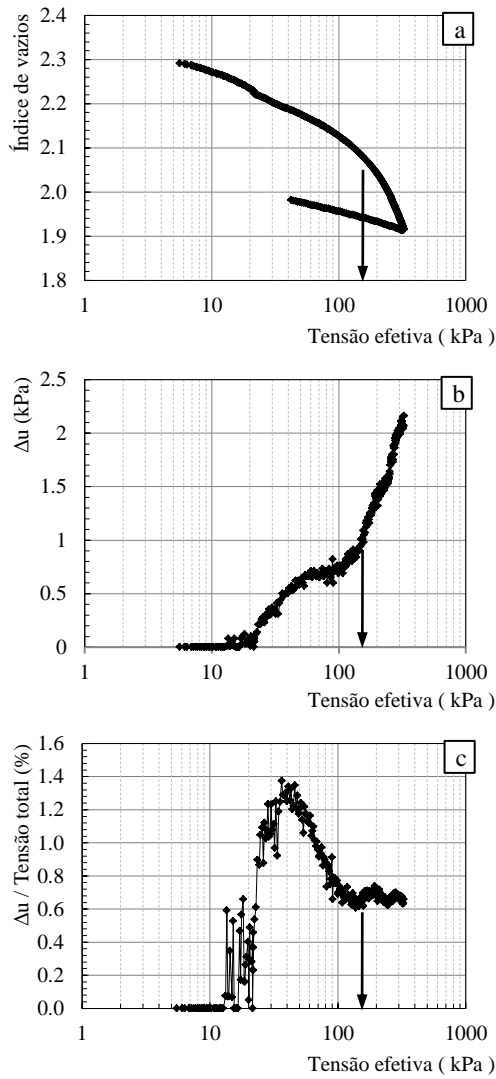


Figura 71 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.039$.

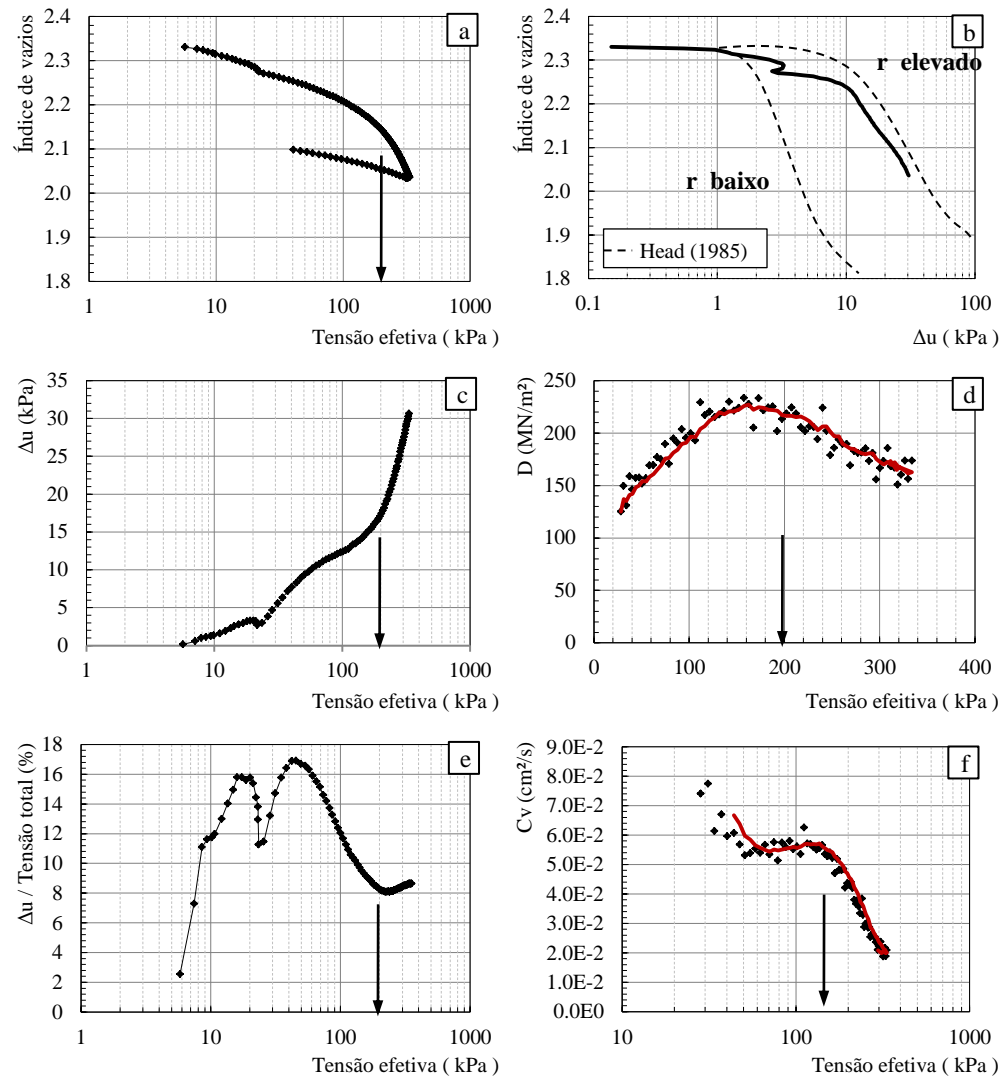


Figura 72 – Gráficos do adensamento CRS_SHp202 com $r = 0.393$.

Os corpos de prova do ensaio de adensamento CRS são saturados por contrapressão, em vista da necessidade de medição das poro-pressões geradas. Neste trabalho foi proposta a saturação dos corpos de prova aplicando-se acréscimos de pressões na face drenada (u_d) e mantendo uma diferença constante entre a face u_d e a face u_u da ordem de 5kPa. A pressão de saturação utilizada em todos os corpos de prova foi 190kPa, adotou-se este valor em função dos procedimentos verificados anteriormente nos ensaios de compressão triaxial, no qual foi possível a verificação do B de *Skempton*, conforme descreve Bishop (1954).

Ao coeficiente que relaciona o tempo e os acréscimos necessários para se manter a diferença de 5kPa entre face drenada e não-drenada foi atribuída a nomenclatura “ C_5 ”. A Figura 73 apresenta o gráfico de saturação das amostras em que foram gerados excessos de poro-pressão conforme sugere Head (1985). Os valores de C_5 foram obtidos através de uma reta tangente ao trecho linear que antecede a pressão de saturação final (190kPa), e possui como unidade “kPa/min.”.

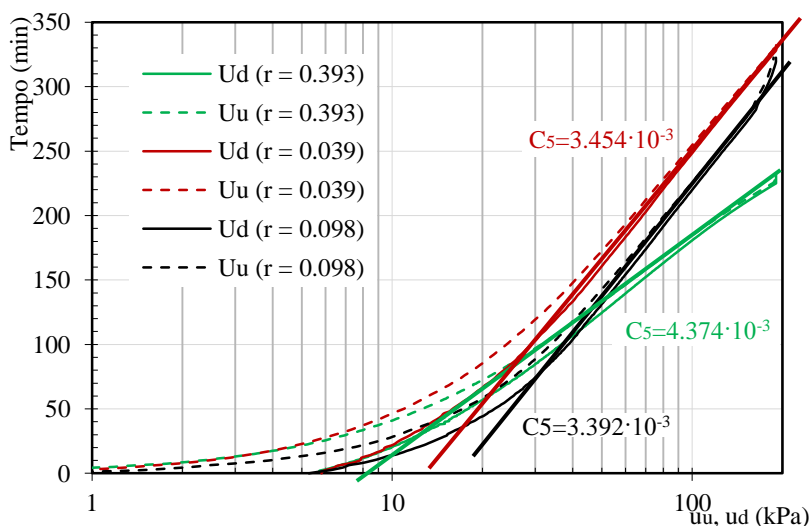


Figura 73 – Gráfico Tempo *versus* u_u e u_d .

O reduzido número de pontos e amostras não permite que sejam feitas quaisquer afirmações sobre a validade do coeficiente C_5 , porém o gráfico da Figura 74 apresenta uma proposta inicial de obtenção do

índice de deformação (r), através de correlações com os valores deste coeficiente.

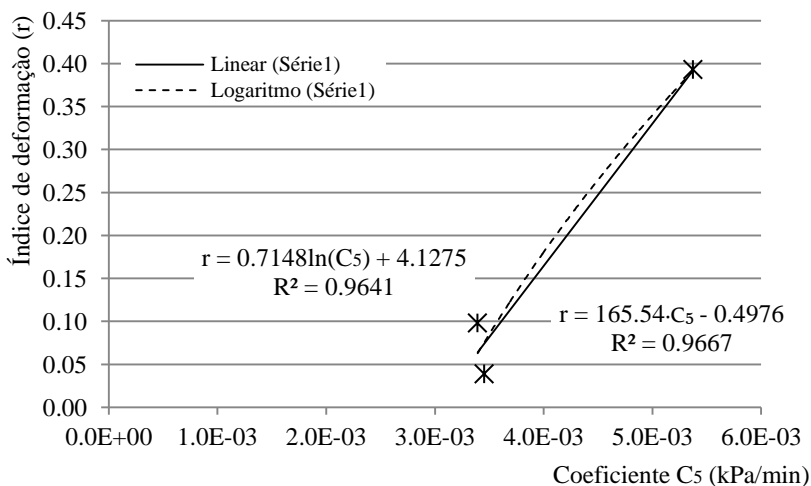


Figura 74 – Proposta inicial de correlação entre o índice de deformação e o “coeficiente C_5 ”.

As equações geradas no gráfico da Figura 74 são uma proposta de obtenção de “ r ” sem que se faça necessária a execução de ensaios de adensamento convencionais, uma vez que uma das vantagens do ensaio de adensamento CRS é a praticidade e rapidez de execução. Em sua condição natural, é comum que solos moles possuam grau de saturação próximo de 100%, o que tende a eliminar uma possível variável na obtenção do C_5 .

4.1.5 Comparação dos parâmetros de compressibilidade com autores brasileiros

Neste subitem são comparados os parâmetros de compressibilidade deste trabalho com os parâmetros obtidos por autores brasileiros.

Os valores de pressões de pré-adensamento obtidos neste trabalho são elevados e indicam a presença de solos sobreadensados. Santos (1997), Magnani (2006) e Higashi (2006) realizaram ensaios de compressibilidade em solos litorâneos de Santa Catarina e identificaram a presença, em geral, de solos normalmente adensados e, em casos

específicos, em processo de adensamento. Os valores de σ'_p obtidos por estes autores, e apresentados neste trabalho através da Tabela 17, oscilaram entre 14kPa e 50kPa para amostras coletadas entre 2,3m e 6,0m. As amostras deste trabalho foram coletadas entre as profundidades de 8,6m e 15,0m, e não apresentaram uma relação direta entre a profundidade de coleta e a pressão de pré-adensamento, conforme indica o gráfico da Figura 75.

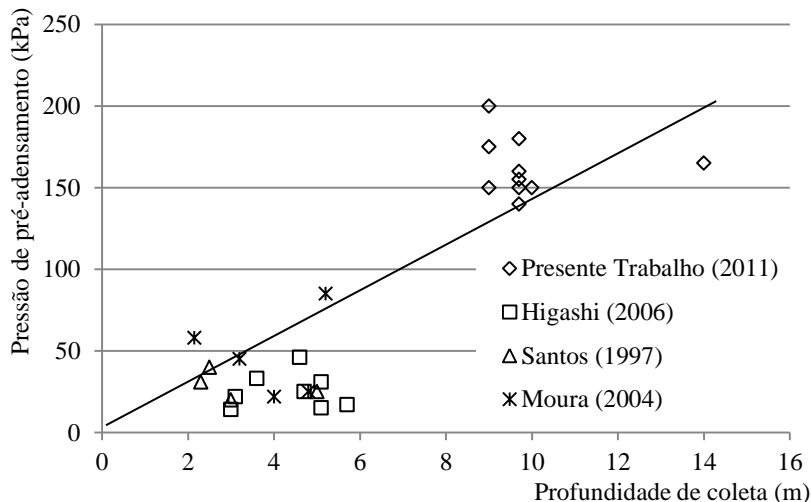


Figura 75 – Pressão de pré-adensamento *versus* profundidade de coleta.

É possível observar que ocorre grande dispersão entre a profundidade de coleta e o valor de σ'_p , não sendo, portanto, possível o estabelecimento de uma relação clara entre estas duas variáveis. Os valores encontrados por Coutinho (2001) para os solos de Recife também se mostraram dispersos, e apesar disto, pode-se identificar que as pressões de pré-adensamento da área de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz encontram-se acima da média dos autores brasileiros revisados.

Os índices de vazios encontrados por autores brasileiros para os solos moles litorâneos revisados neste trabalho foram em média 2.30. Destaca-se o índice de vazios de uma turfa encontrada por Higashi (2006), no valor de 8.75. Esta amostra foi identificada com um teor de umidade natural de 340%, concluindo-se que a massa de água contida no solo é maior que a massa de sólidos.

Tabela 17 – Comparação dos parâmetros de compressibilidade com autores brasileiros.

Autor	Prof. (m)	e_0	w_n (%)	Cc	CR	WL (%)	IP (%)	γ_n (kN/m ³)	σ'_p (kN/m ²)
Massad (1994 e 1999)	< 5	>4	-	-	0.35-0.39	40-150	30-90	13	-
	< 50	2-4	-	-	0.33-0.51	40-150	20-90	13.5-16.3	-
	20-45	<2	-	-	0.35-0.43	40-150	40-90	15-16.3	-
Coutinho (2001)	28.00-41.00	1.40-1.74	-	0.71-1.19	0.30-0.43	64-90	-	-	190-460
Higashi (2006)	2.50-6.00	1.27-8.75	44.1-340	0.26-3.12	0.10-0.32	40-152	5-54	9.05-17.4	14-46
Marques e Lacerda (2004)	0-7	1.26-2.70	47-100	0.18-0.93	0.09-0.26	40-98	6-53	14-17	21.3
	6-16.5	1.37-2.82	49-103	0.34-0.88	0.13-0.27	32-110	11-57	13.8-16.8	90
	16.5-38	1.12-2.01	40-75	0.25-0.99	0.11-0.37	57-84	26-46	14.8-17.7	92
Santos (1997)	2.3-5.00	-	62-160	0.54-1.54	0.10-0.53	66-98	39-76	12.4-15.9	20-40
Moura (2004)	3.70-5.50	2.06-3.52	78.3-134	0.85-1.56	0.28-0.36	-	-	-	22-85*
Magnani (2006)	2-16	2.9-4.5	100-170	1.1-2.0	0.3-0.45	105-165	60-100	13.2-14.2	21-50
Presente Trabalho (2011)	14.0	2.087	76.8	1.148	0.372	66	35	14.89	165
	9.7	2.288	84.6	1.375	0.418	88	54	14.60	155
	9.0	2.252	81.6	0.641	0.197	38	20	14.91	140
	10.0	2.577	94.5	0.574	0.160	46	26	14.41	150
	9.7	2.327	88.1	1.834	0.551	-	-	14.93	150*
	9.7	2.310	87.1	1.512	0.457	-	-	14.92	160*
	9.7	2.304	85.4	1.549	0.469	-	-	14.82	180*
	9.0	2.305	84.3	0.788	0.238	-	-	14.72	175*
	9.0	2.292	84.4	0.699	0.213	-	-	14.96	150*
	9.0	2.330	88.3	0.624	0.187	-	-	14.93	200*

FONTE: Modificada de Higashi (2006).

NOTA: $CR = Cc / (1 + e_0)$ – Razão de compressão; e_0 – Índice de vazios inicial; w_n – Teor de umidade natural; WL – Limite de Liquidez; IP – Índice de Plasticidade; γ_{nat} – Peso específico aparente natural; σ'_p – Pressão de pré-adensamento. * – Valores obtidos com ensaio CRS.

O gráfico de Figura 76 apresenta uma relação entre os índices de vazios e o teor de umidade natural dos solos estudados por Moura (2004), Higashi (2006) e por este trabalho, no qual é observada uma boa correlação entre estas variáveis. Os solos moles sedimentares encontram-se geralmente com $S=100\%$, o que justifica essa boa relação. Os valores apresentados por Higashi (2006) correspondem a solos de diferentes universos geotécnicos, podendo-se destacar a presença de turfas, com densidades reais dos grãos menores em função da presença de matéria orgânica, e consequentemente justificando a dispersão maior nos dados desse autor.

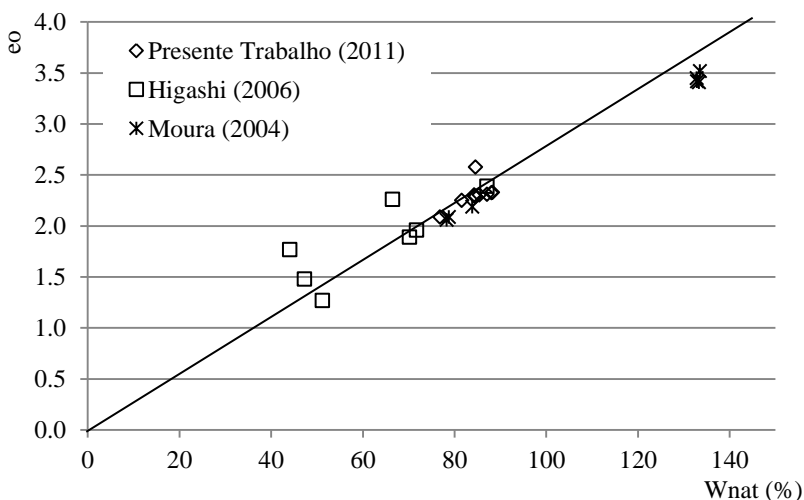


Figura 76 – Índice de vazios *versus* teor de umidade natural.

Comparando-se graficamente os valores de pressões de pré-adensamento do ensaio de adensamento convencional e o ensaio de adensamento com velocidade de deformação controlada, é possível dizer que a reta de correlação ideal teria 45° entre os eixos. A Figura 77 apresenta uma aplicação dos dados obtidos por Moura (2004) e por este trabalho sobre a reta de correlação ideal.

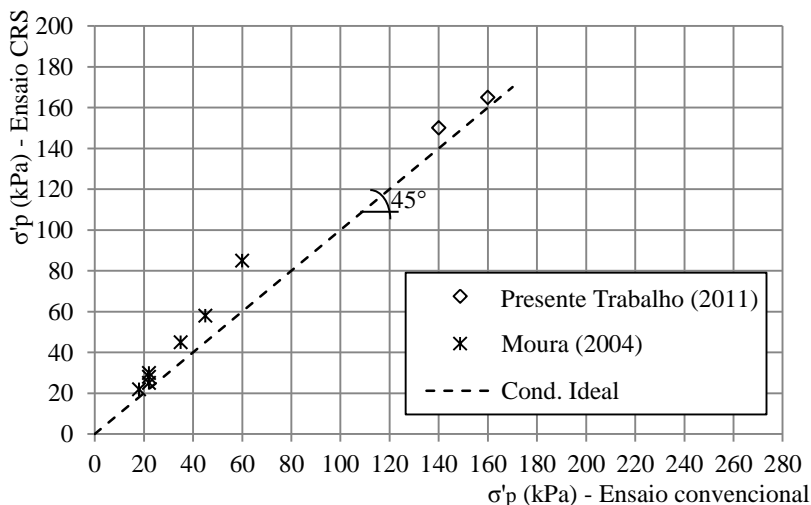


Figura 77 – Pressões de pré-adensamento do ensaio convencional e CRS.

Moura (2004) conclui que as pressões de pré-adensamento do ensaio de adensamento com velocidade de deformação controlada tendem a ser maiores que as pressões do ensaio convencional. As pressões obtidas por esta pesquisa fortalecem esta conclusão.

4.1.6 Parâmetros e análise do ensaio de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão foram executados conforme Head (1985) em amostras *Shelby* com diâmetro aproximado de 4". Devido à limitada amostragem, não foram executados ensaios na amostra SHp502. Contudo, a amostra SHp202, pertencente ao mesmo grupo de amostras (Grupo2), foi ensaiada e seus parâmetros, juntamente com os demais, são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 –Parâmetros dos ensaios de permeabilidade triaxial.

Amostra	eo	B	h (mm)	D (mm)	i	q (ml/min.)	k (cm/s)	Casagrande (1938)
SHp201 Grupo1	2.11	0.98	117.80	101.73	14.72	0.0029	$3.93 \cdot 10^{-8}$	Prat. Impermeável
					25.98	0.0210	$1.66 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					43.29	0.0393	$1.84 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					60.61	0.0073	$2.45 \cdot 10^{-8}$	Prat. Impermeável
SHp204 Grupo1	2.48	0.97	101.30	103.36	8.69	0.0263	$5.95 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					15.00	0.0667	$8.73 \cdot 10^{-7}$	Pouco drenante
					43.25	0.0817	$3.71 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					61.37	0.1021	$3.27 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
SHp202 Grupo2	2.28	0.98	108.77	101.75	7.01	0.0245	$7.09 \cdot 10^{-7}$	Pouco drenante
					15.10	0.0478	$6.41 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					26.35	0.0711	$5.47 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável
					42.29	0.0954	$4.62 \cdot 10^{-7}$	Prat. Impermeável

NOTA: B – coeficiente B de Skempton; h – altura do corpo de prova; D – diâmetro do corpo de prova; i – gradiente hidráulico; q – vazão; k – coeficiente de permeabilidade.

Assim como foi diagnosticado nos coeficientes de permeabilidade, obtidos indiretamente através do ensaio convencional, os parâmetros de permeabilidade calculados no triaxial, referentes as amostras da área de estudos, são muito similares, oscilando entre 10^{-7} cm/s e 10^{-8} cm/s.

De acordo com a classificação de Casagrande (1938) pode-se definir estes solos como praticamente impermeáveis, sendo que em alguns pontos isolados foram classificados como pouco drenantes.

Segundo Head (1985) durante este ensaio são obtidos os dados de fluxo acumulado em função do tempo, a uma carga hidráulica constante. Esse procedimento foi realizado nas amostras do Grupo1 (SHp201 e SHp204) e Grupo2 (SHp202), sendo que foram aplicados diferentes gradientes hidráulicos (i), do menor valor para o maior, a fim de analisar a sua influência na obtenção do coeficiente de permeabilidade destas amostras. Os gráficos de fluxo acumulado dos ensaios das amostras SHp201, SHp204 e SHp202 são apresentados na Figura 78, Figura 79 e Figura 80 respectivamente.

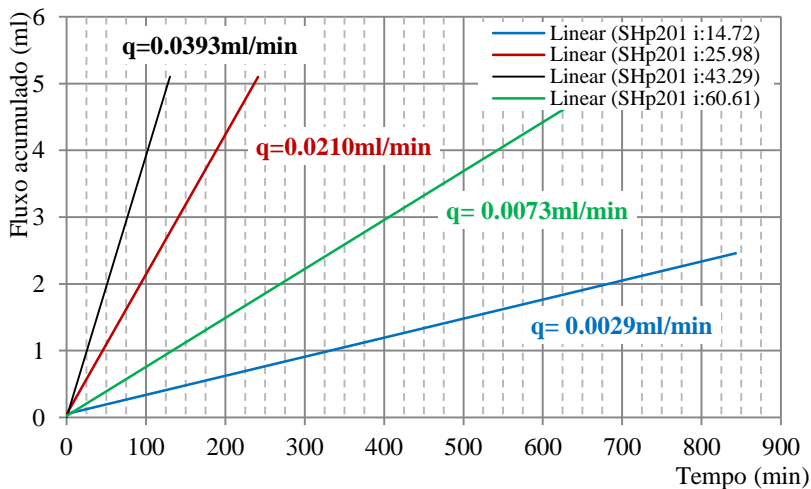


Figura 78 – Amostra SHp201 (Grupo1): fluxo acumulado *versus* tempo.

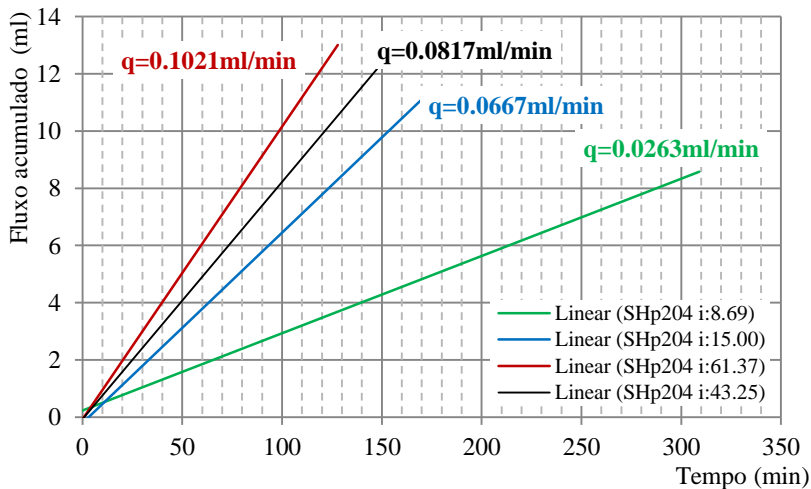


Figura 79 – Amostra SHp204 (Grupo1): fluxo acumulado *versus* tempo.

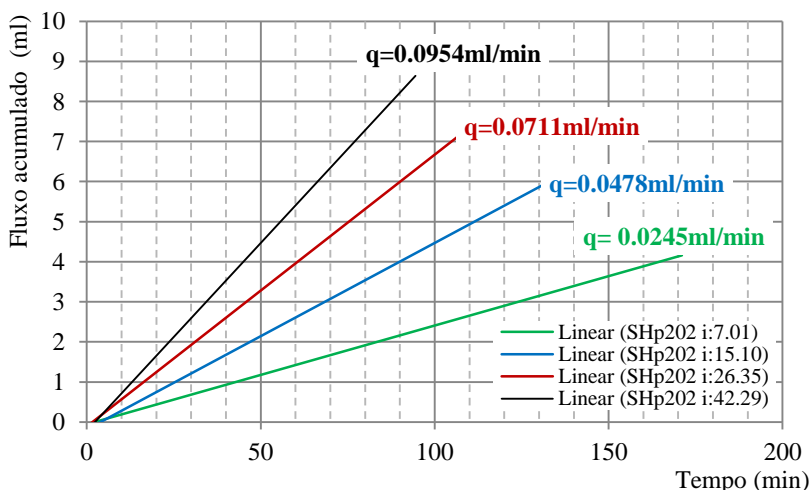


Figura 80 – Amostra SHp202 (Grupo2): fluxo acumulado *versus* tempo.

Os gráficos de fluxo acumulado em função do tempo, como eram de se esperar, indicaram uma tendência crescente no fluxo quanto maior fosse o gradiente hidráulico aplicado. Isto ficou muito evidente na amostra SHp202 do Grupo2, porém houveram pequenas dispersões em duas amostras do Grupo1, conforme mostra a Figura 81.

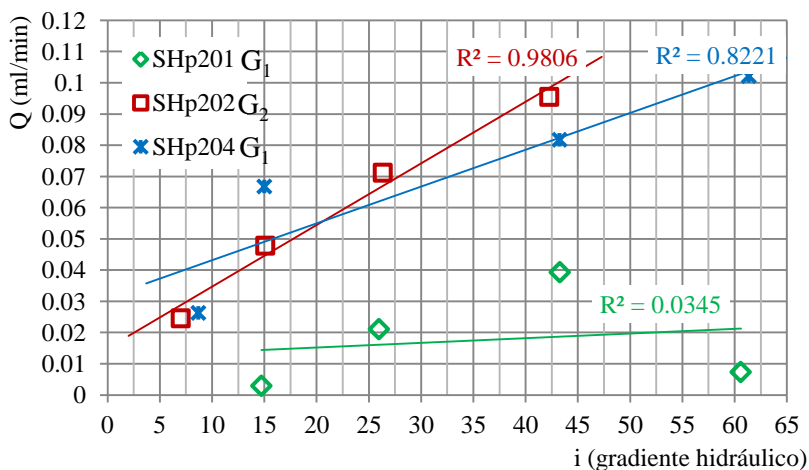


Figura 81 – Vazão *versus* gradiente hidráulico.

De acordo com a NBR14545 a aplicação de elevados gradientes hidráulicos podem provocar carreamento de finos, ou um adensamento adicional resultante das forças de percolação. Esta pode ser a justificativa mais conveniente para as dispersões observadas na Figura 81 para as amostras do Grupo1, visto que foram aplicados os maiores valores de gradientes hidráulicos justamente nestas amostras.

A NBR14545 limita a aplicação de gradientes hidráulicos compreendidos entre 2 e 15, sendo que “i” deve ser tanto maior quanto menor for a permeabilidade do solo. Desta forma, os valores dos ensaios compreendidos dentro desta faixa são os pontos de referência deste trabalho, os demais foram utilizados exclusivamente para fins comparativos. A relação entre os valores de referência do ensaio de permeabilidade triaxial com os parâmetros obtidos indiretamente através do ensaio oedométrico convencional são apresentadas na Figura 82.

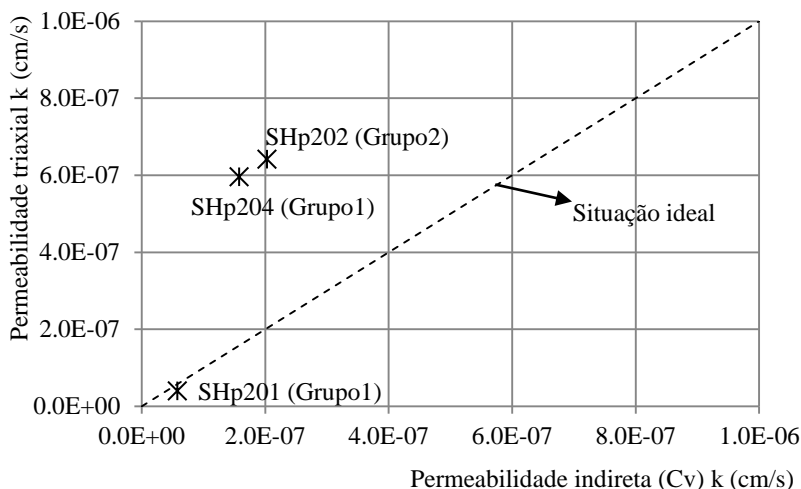


Figura 82 – Comparação entre os coeficientes de permeabilidade.

A linha pontilhada no gráfico da Figura 82 representa a situação ideal, na qual os coeficientes obtidos seriam iguais. Apesar da aparente dispersão observada nos pontos SHp204 e SHp202, deve-se ressaltar o efeito de escala do gráfico, pois, de uma forma geral, observou-se que os coeficientes obtidos indiretamente (C_v) são semelhantes aos obtidos diretamente.

4.1.7 Parâmetros do ensaio de compressão triaxial 1.5"

A resistência ao cisalhamento dos solos estudados foi definida pelo critério de Mohr-Coulomb, considerando-se o princípio das tensões efetivas de Terzaghi. Os ensaios triaxiais foram executados nas amostras SHp201 (Grupo1) e SHp502 (Grupo2). Inicialmente os corpos de prova foram saturados, consolidados isotropicamente e submetidos a ruptura não drenada, o que gerou medições de excessos de pressão neutra.

Após a finalização dos ensaios triaxiais CIU, foram executados ensaios UU (RCS), ou seja, sem saturação do corpo de prova. Este procedimento foi realizado, pois os valores de grau de saturação (S_r) dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz são, de uma forma geral, muito próximos a 100%, conforme Tabela 19. O principal objetivo da execução de ensaios de compressão simples foi a posterior comparação com os valores de resistência não-drenada obtida por meio do ensaio de palheta.

Tabela 19 – Parâmetros de resistência triaxial e compressão simples.

Amostra	Corpo de prova	Prof. (m)	$\sigma_3' o$ (kPa)	e_o	W_n (%)	γ_n kN/m ³	S_r (%)	S_u kN/m ²	N_{SPT} médio	B
SHp201 (Grupo1)	CU_1	13.70-14.10	33.95	2.031	75.35	15.39	98.71	-	2	0.88
	CU_2	13.70-14.10	103.09	2.018	75.01	15.42	98.86	-	2	0.93
	CU_3	13.70-14.10	199.07	2.046	76.71	15.43	99.74	-	2	0.87
	CU_4	14.00-14.50	67.24	2.691	98.97	14.34	97.83	-	2-6	0.86
	CU_5	14.00-14.50	147.66	2.638	97.39	14.43	98.19	-	2-6	0.92
	UU_1	14.50-15.00	-	2.392	88.38	14.77	98.29	62.44	2-6	-
SHp502 (Grupo2)	CU_1	10.00-10.35	29.76	2.556	93.03	14.39	96.46	-	2-4	0.91
	CU_2	10.00-10.35	100.57	2.553	92.03	14.32	95.54	-	2-4	0.93
	CU_3	10.00-10.35	200.43	2.535	93.66	14.52	97.90	-	2-4	0.87
	CU_4	10.00-10.35	70.45	2.805	102.79	14.12	97.12	-	2-4	0.88
	CU_5	10.00-10.35	100.27	2.796	104.12	14.25	98.70	-	2-4	0.91
	UU_1	10.00-10.35	-	2.775	102.63	14.22	98.00	55.31	2-4	-

NOTA: $\sigma_3' o$ - tensão confinante efetiva inicial; e_o - índice de vazios inicial; W_n - teor de umidade natural; γ_n - peso específico aparente natural; S_r - grau de saturação; S_u - resistência não-drenada; B - parâmetro B de Skempton.

Nos ensaios triaxiais verificou-se que a redução volumétrica dos corpos de prova foi tão maior quanto a pressão confinante efetiva inicial do ensaio (Figura 83 e Figura 84).

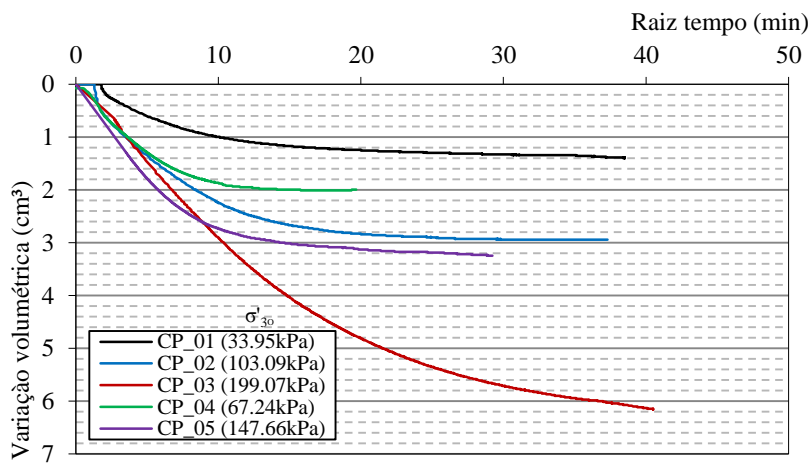


Figura 83 – Consolidação dos corpos de prova da amostra SHp201 (G1).

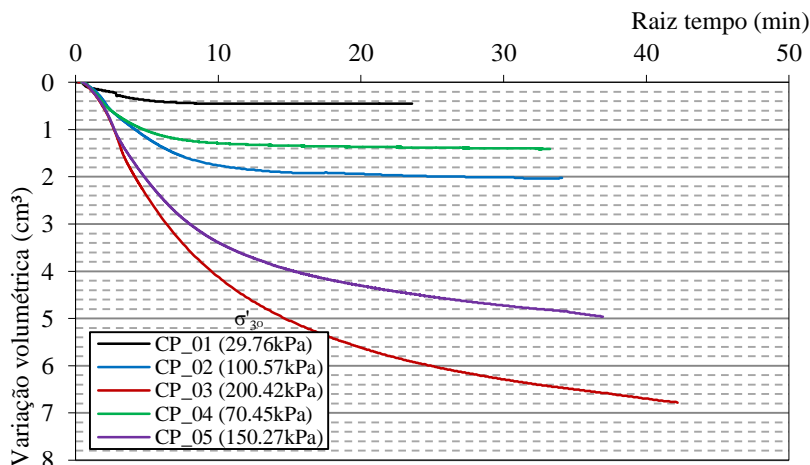


Figura 84 – Consolidação dos C.P. da amostra SHp502 (G2).

Os corpos de prova das curvas tensão *versus* deformação das amostras do Grupo1, quando submetidos à ruptura sob diferentes tensões confinantes, resistiram à tensões desviadoras aleatoriamente, conforme se pode observar na Figura 85.

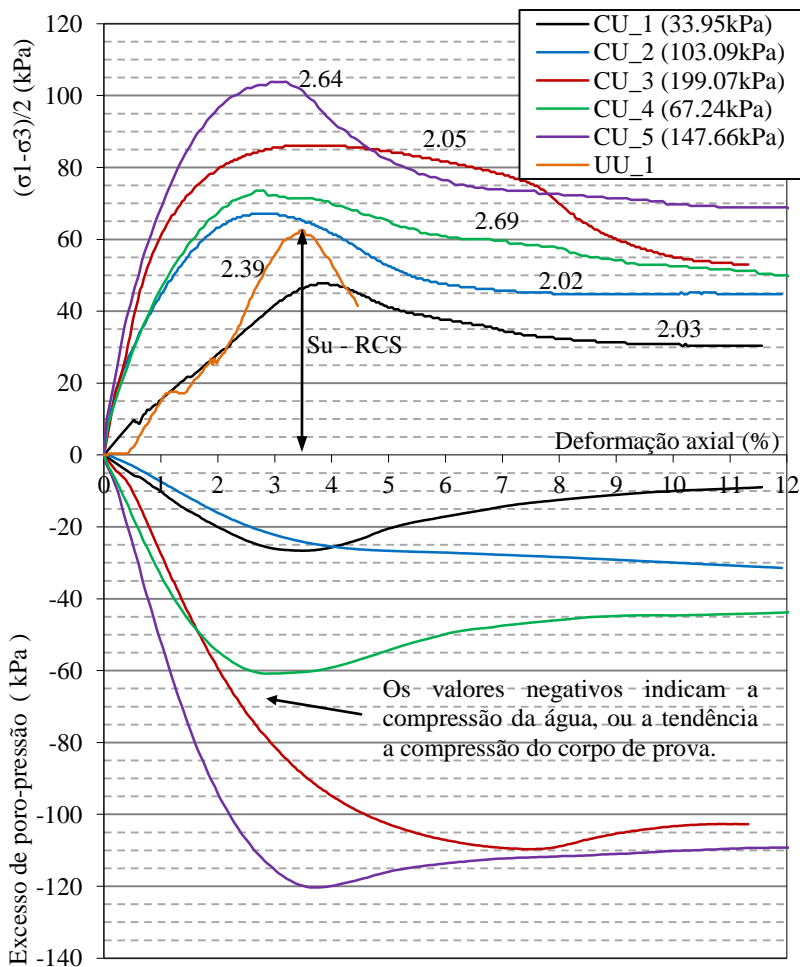


Figura 85 – Curva tensão *versus* deformação SHp201 (G1).

A dispersão nos resultados das amostras do Grupo1 impediu a definição de uma envoltória de ruptura sobre os círculos de Mohr, e consequentemente a obtenção dos parâmetros efetivos deste grupo (ϕ' e c'), conforme apresentado na Figura 86.

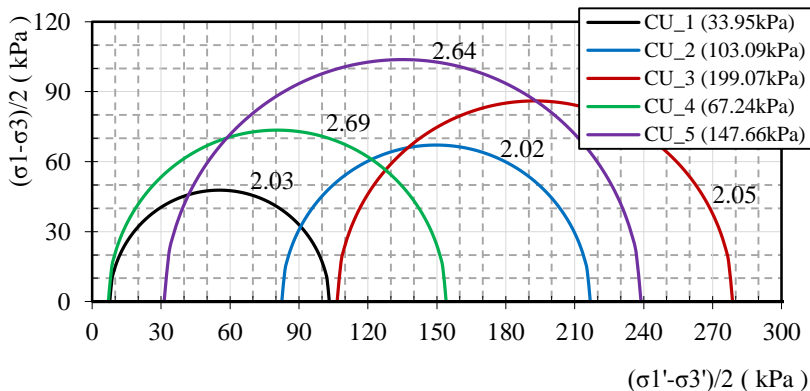


Figura 86 – Círculos de Mohr efetivos - SHp201 (G1).

As trajetórias de tensões totais e efetivas possibilitaram a interpretação do comportamento individual dos corpos de prova do Grupo1, conforme Figura 87.

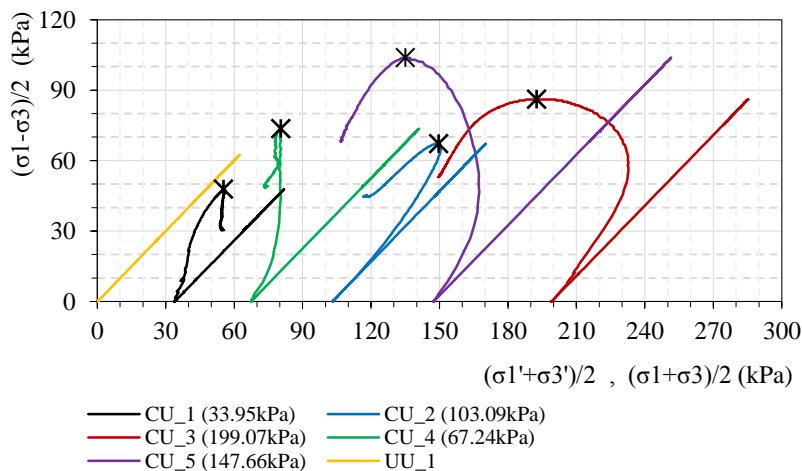


Figura 87 – Trajetória de tensões totais e efetivas - SHp201 (G1).

É possível verificar que o corpo de prova CU_1 ($\sigma_3' = 33.95\text{kPa}$) se comportou como um solo pré-adensado (PA), com tendência a dilatação do corpo de prova após ruptura, conforme descrevem Holts e Kovacs (1981). O corpo de prova CU_4 ($\sigma_3' = 67.24\text{kPa}$) do Grupo1 apresentou comportamento de transição, entre PA e NA, não sendo diagnosticada uma tendência clara da trajetória efetiva. Os demais

corpos de prova, com valores de σ'_3 superiores a 103.09kPa se comportaram como solos NA, embora se verifique a tendência à dilatação na curva tensão *versus* deformação (Figura 85) no corpo de prova CU_5.

Diferentemente do Grupo1, os corpos de prova de amostragem do Grupo2 apresentaram um comportamento sob a influência da pressão confinante efetiva inicial nas tensões desviadoras dos corpos de prova ensaiados, conforme apresenta a Figura 88.

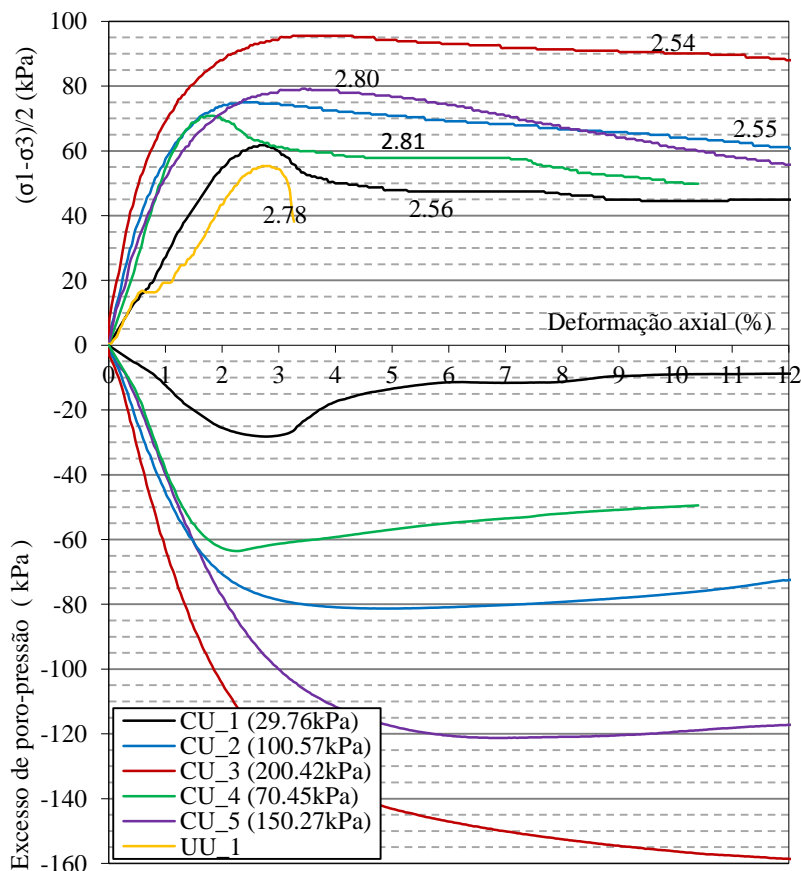


Figura 88 – Curva tensão *versus* deformação SHp502 (G2).

Os corpos de prova ensaiados para o Grupo2 foram retirados de um mesmo tubo *Shelby*, e ainda assim foram encontradas dispersões nos índices físicos. Estas dispersões não influenciaram na definição de uma

envoltória efetiva de ruptura para os solos do Grupo2, conforme o critério de Mohr-Coulomb. Logo, se obteve os parâmetros efetivos, com $\phi' = 20^\circ$ e $c' = 40\text{kPa}$ (Figura 89).

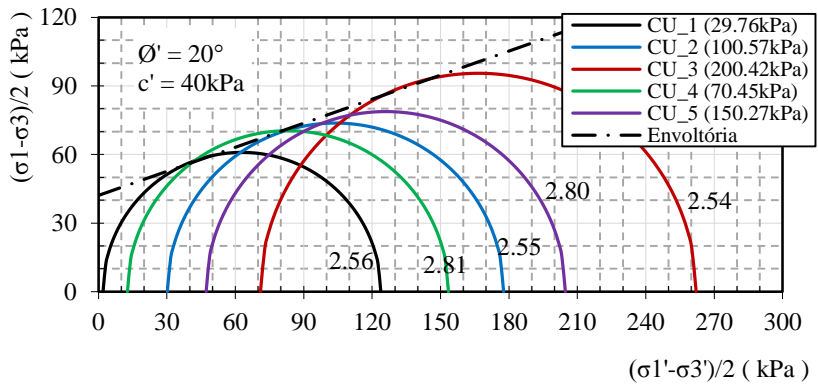


Figura 89 – Envoltória efetiva de Mohr-Coulomb – SHp502 (G2).

A Figura 90 apresenta a trajetória de tensões totais e efetivas do Grupo2 de amostras.

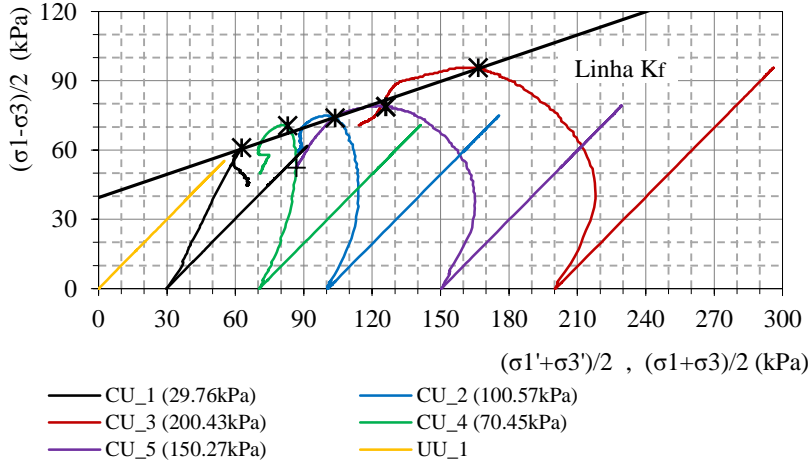


Figura 90 – Trajetória de tensões totais e efetivas – SHp502 (G2).

É possível verificar que o corpo de prova CU_1 ($\sigma_3' = 33.95\text{kPa}$) se comportou como um solo PA, conforme cita Holtz e Kovacs (1981), e que os demais corpos de prova se comportaram como NA. A estimativa da pressão confinante efetiva inicial em ensaios de compressão triaxial,

a partir da qual ocorrerá a transição entre um comportamento PA e NA, depende do conhecimento da tensão de pré-adensamento e do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) do solo. Isso é necessário, pois as tensões obtidas no ensaio oedométrico convencional são tensões verticais, e agem efetivamente sobre um plano horizontal, o que é diferente em ensaios triaxiais, onde as tensões confinantes efetivas iniciais agem igualmente em todos os planos dos corpos de prova.

Em uma análise geral dos resultados, observou-se uma significativa dispersão na relação entre as tensões desviadoras máximas e as tensões confinantes do Grupo1, sendo que nos pontos em que foram obtidas as maiores tensões desviadoras ocorreram os maiores índices de vazios e diagnosticou-se um acréscimo na resistência à penetração N_{SPT} . Por lógica mecânica, quando se possui um índice de vazios menor em um mesmo solo, a resistência ao cisalhamento deve ser maior, devido à aproximação das partículas. Desta forma, com o índice de vazios maior dos corpos de prova SHp201 CU_4 e CU_5, estimou-se que seriam obtidas tensões desviadoras menores, o que não ficou evidente.

A espectrografia de raios-X executada no corpo de prova SHp201 CU_4 indicou a presença de agentes cimentantes entre as partículas deste solo. Esta pode ser uma possível justificativa para o acréscimo das tensões desviadoras, e também para o aumento na resistência obtida com o SPT na respectiva profundidade de coleta.

Na apresentação dos resultados dos ensaios de compressibilidade verificou-se que os solos moles do Aeroporto Internacional Hercílio Luz são sobre-adensados com razões entre 1,29 e 1,67, e que as pressões de pré-adensamento não seguem uma lógica em função da profundidade de coleta. Parte do sobre-adensamento destes solos pode ser justificado por variações no estado de tensões efetivas em função de variações do nível relativo do mar, ou eventuais sobrecargas de solos que tenham sido erodidos superficialmente, entre outros. Estima-se que a justificativa mais plausível para o “sobre-adensamento” e para a dispersão nas tensões desviadoras de corpos de prova do Grupo1 coletados em diferentes profundidades sejam cimentações entre as partículas.

A Figura 91 apresenta os resultados de ensaios de compressão triaxial em solos cimentados artificialmente por Maccarini (1987), através dos quais se observa a semelhança entre o comportamento das curvas tensão *versus* deformação destes solos, com os solos da área de estudos.

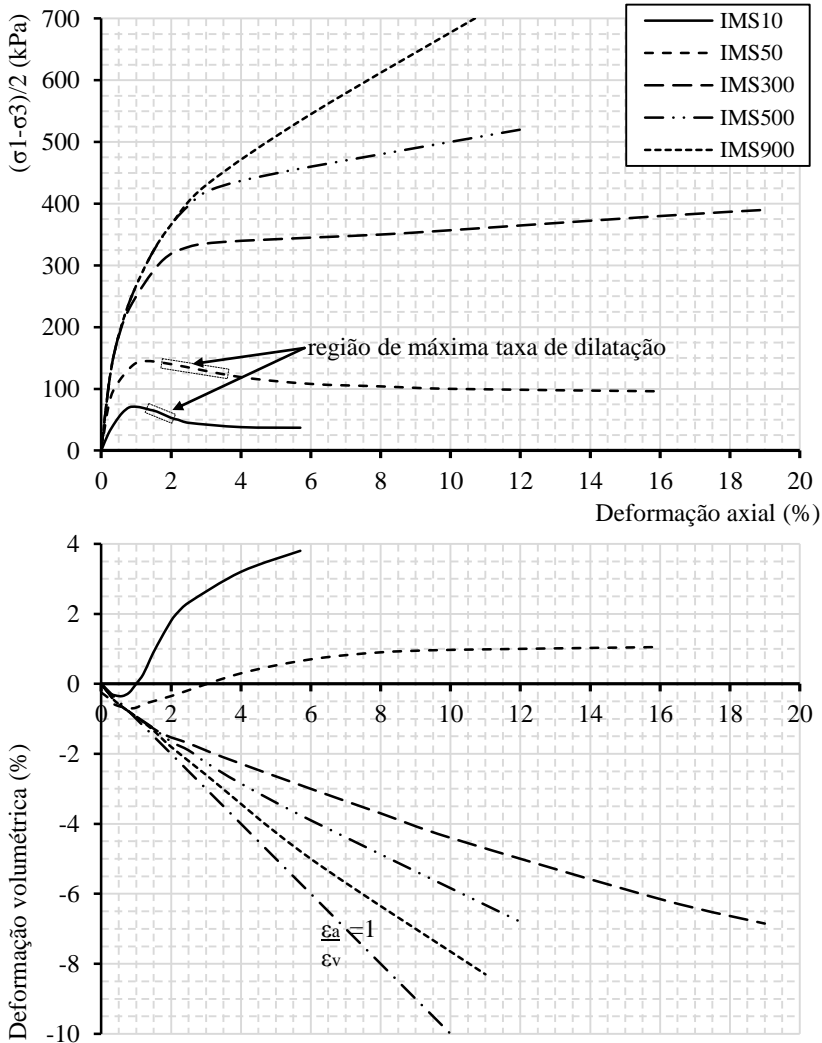


Figura 91 – Resultados de ensaios de compressão triaxial em solo cimentado artificialmente.

Fonte: Maccarini (1987).

As regiões das máximas taxas de deformação citadas por Maccarini (1987) também foram diagnosticadas nos ensaios das amostras do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, sendo que, por se tratarem de ensaios não-drenados, o termo correto a se utilizar é “regiões de máximas taxas de tendência a dilatação”.

Segundo Maccarini (1987), as regiões de máxima dilatação ocorrem após a definição de pico na curva tensão *versus* deformação, o que confirma que a resistência ao cisalhamento de pico é decorrente das ligações por cimentação, ao invés da tendência à dilatação das partículas. Isso ocorre principalmente em corpos de prova submetidos à pequenas tensões confinantes efetivas, o que gera comportamentos de ruptura frágeis.

Através do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) poderiam ser confirmados os estados de tensões em campo, nos quais se justificaria a presença e o comportamento típico de agentes cimentantes, uma vez que este coeficiente difere em solos cimentados e pré-adensados. Contudo, não foi possível a obtenção deste parâmetro em laboratório, pois o equipamento para execução deste ensaio ainda está em desenvolvimento.

Os ensaios de compressão simples (UU) permitiram a obtenção dos parâmetros de resistência não-drenada, em termos de tensões totais, dos solos moles da área de estudos. Os resultados foram apresentados juntamente com as curvas tensão *versus* deformação da Figura 85 e Figura 88, e as trajetórias das tensões totais da Figura 87 e Figura 90.

Nas amostras do Grupo1, a resistência não-drenada (S_u) obtida foi de 62.44kPa, e no Grupo2 obteve-se um valor de S_u igual a 55.31kPa.

4.1.8 Parâmetros e análise do ensaio de palheta

Os ensaios de palheta de laboratório foram executados com alguns propósitos específicos, entre eles determinar a sensibilidade dos solos moles da área de estudo, verificar possíveis amolgamentos decorrentes dos amostradores *Shelby* e comparar os parâmetros de resistência não drenada (S_u) obtidos pelo ensaio de palheta e compressão simples.

A sensibilidade das argilas é a relação entre a máxima resistência não-drenada e a resistência não-drenada amolgada, os ensaios desta pesquisa foram realizados no centro e em três pontos nas laterais dos amostradores *Shelby*. O objetivo deste procedimento foi a verificação de

possíveis danos na estrutura das amostras, decorrentes dos procedimentos de coleta. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros do ensaio de palheta.

Amostra	Sutriaxial (kPa)	Ponto	Sumáx (kPa)	Sur (kPa)	St	Classificação Holtz e Kovacs (1981)
SHp201	66.35	Centro	108.34	20.16	5.4	Sensibilidade média
		Lateral 2	105.45	23.92	4.4	Sensibilidade média
		Lateral 3	97.95	17.59	5.6	Sensibilidade média
		Lateral 4	96.87	16.05	6.0	Sensibilidade média
		Média	102.15	19.43	5.3	Sensibilidade média
SHp502	55.31	Centro	94.23	25.81	3.7	Sensibilidade baixa
		Lateral 2	82.71	20.81	4.0	Sensibilidade baixa
		Lateral 3	97.16	21.99	4.4	Sensibilidade média
		Lateral 4	83.58	18.13	4.6	Sensibilidade média
		Média	89.42	21.68	4.1	Sensibilidade média

NOTA: Sumáx – máxima resistência não-drenada; Sur – resistência não-drenada amolgada; St – sensibilidade.

Através dos gráficos de resistência não-drenada *versus* rotação angular da amostra SHp201 do Grupo1, apresentados na Figura 92, é possível verificar que ocorrem pequenas disparidades entre os valores de Sumáx das laterais em relação ao centro do amostrador, o que representa uma amostra de boa qualidade.

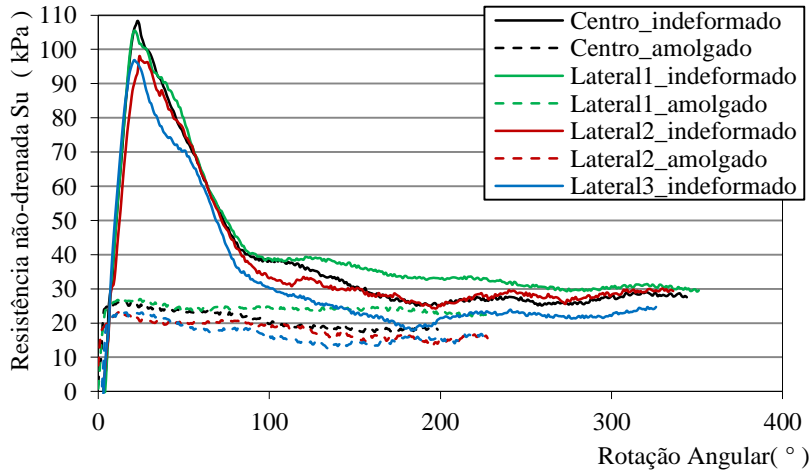


Figura 92 – Curva resistência não-drenada *versus* rotação angular (SHp201).

Tanto nos pontos laterais, quanto no ponto de ensaio central, foi determinada a máxima resistência não-drenada, e posteriormente se aplicou manualmente grandes deformações para obtenção da resistência não-drenada amolgada. Os parâmetros do segundo grupo de amostragem desta pesquisa foram determinados tomando como referência a amostra SHp502. Assim como na amostra anterior foi verificada a boa qualidade desta amostragem, ficaram descartados problemas com amolgamento dos corpos de prova.

A Figura 93 apresenta o gráfico de resistência não-drenada da amostra SHp502 do Grupo2, no qual é possível visualizar que o máximo valor encontrado para Su corresponde a Lateral2, com 97,16kPa.

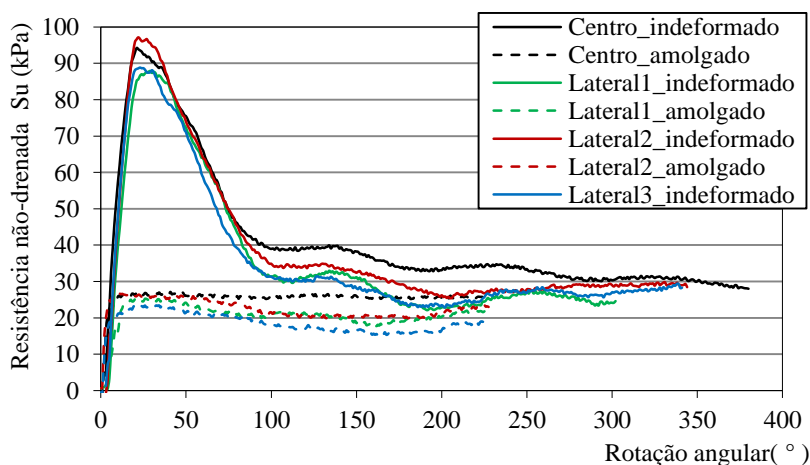


Figura 93 – Curva resistência não-drenada *versus* rotação angular (SHp502).

De acordo com Holtz e Kovacs (1981) pode-se classificar as argilas em função da sensibilidade. Os solos moles do Aeroporto Internacional Hercílio Luz foram classificados como mediantemente sensíveis, tomando como base a média de todos os pontos ensaiados nos amostradores *Shelby*.

Os ensaios de palheta de laboratório apresentaram valores de Su superiores aos obtidos nos ensaios de compressão simples, apresentados na Tabela 20. Esta evidência não é exclusiva deste trabalho, pois segundo Ferreira (1982) os ensaios de palheta superestimam a resistência não-drenada das argilas.

4.1.9 Comparação dos parâmetros de resistência com autores brasileiros

Neste subitem são apresentados os parâmetros estudados por autores brasileiros, e uma discussão em comparação aos parâmetros obtidos nesta pesquisa, conforme é apresentado na Tabela 21.

De uma forma geral, pode-se dizer que os solos moles do Aeroporto Internacional Hercílio Luz possuem comportamento ímpar, e diferem consideravelmente dos solos de Florianópolis/SC estudados por Santos (1997), dos solos de Tubarão/SC e Capivari/SC estudados por Higashi (2006). Diferem também dos solos moles estudados por Bertoul (2009) em Porto Alegre/RS, entre outros solos estudados por autores brasileiros para as demais regiões litorâneas.

Em comparação aos parâmetros obtidos por Blanger e Pedroso (2001) para Florianópolis/SC, verificou-se valores de S_u entre 32kPa e 47kPa nos solos da estação de tratamento de água e esgoto Daniela/Jurerê, e 43kPa e 46kPa nos solos do Terminal de Integração Rodoviário/Cotisa. Os solos do Aeroporto Hercílio Luz apresentaram valores de S_u entre 82kPa e 108kPa nos ensaios de palheta, e entre 55kPa e 62kPa nos ensaios de compressão simples, o que está significativamente acima dos parâmetros dos demais autores catarinenses, e também dos dados apresentados por Bertoul (2009) para o Rio Grande do Sul.

Bertoul (2009) também determinou a sensibilidade de alguns solos de Porto Alegre/RS, destacando-se pontos em que foram encontradas argilas muito sensíveis, segundo o critério de classificação de Holtz e Kovacs (1981). Os solos estudados nesta pesquisa foram classificados como de sensibilidade média, o que difere dos solos estudados por Blanger e Pedroso (2001), que verificaram a presença de solos pouco sensíveis em Florianópolis.

Os valores superestimados de S_u em ensaios de palheta, conforme cita Ferreira (1982), e conforme foi diagnosticado neste trabalho, não foram encontrados por Blanger e Pedroso (2001). Os parâmetros obtidos por estes autores foram bem próximos, e não necessariamente apontaram uma tendência de superestimação.

Os valores de sensibilidade das argilas da Via Expressa Sul obtidos por Magnani (2006), em Florianópolis, mostraram-se muito próximos aos obtidos por esta pesquisa.

Tabela 21 – Comparação dos parâmetros de ensaios de resistência de solos moles costeiros.

Autor / Local	Prof. (m)	W_n (%)	γ_n (kN/m ³)	e_0	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	S_{uu} (kN/m ²)	$S_{upalheta}$ (kN/m ²)	S_t	NSPT médio
Massad (1994) Santos/SP	< 50	-	13.5-16.3	2-4	10-60	10-60	10-60	-	-	0-4
	20-45	-	15-16.3	< 2	>100	>100	> 100	-	-	5-25
Santos (1997) Florianópolis/SC	1.25	124.9	13.8	3.24	-	-	10.8	-	-	-
	5.00	72.2	14.7	1.90	-	-	9.4	-	-	-
	2.30	70.2	15.6	1.83	-	-	15.8	-	-	-
	2.50	62.1	15.9	1.64	-	-	15.6	-	-	-
Higashi (2006) Tubarão/SC Capivari/SC	4.5	83.23	14.85	2.03	-	-	8.0	-	-	0
	3.0	58.43	16.23	1.24	-	-	11.3	-	-	0
	2.9	208.8	12.21	0.95	-	-	9.2	-	-	0-1
	4.8	74.22	15.76	0.98	-	-	11.0	-	-	0
	4.8	72.95	14.19	0.97	-	-	7.1	-	-	0
	5.1	80.61	15.43	2.15	-	-	7.0	-	-	0
Blanger e Pedroso (2001) Florianópolis/SC	9.0-9.6	72.81	16.6	-	-	-	32.1-42.7	10.0-24.0	1.5-3.0	-
	6.0-6.6	48.80	17.5	-	-	-	43.0-47.0	10.0-42.0	2.0-3.0	-
	2.0-.5	138.70	13.4	-	-	-	5.2	7.0-13.0	1.3-2.4	-
	4.0-6.5	105.0- 141.6	13.3-14.4	-	-	-	8.0-10.5	9.0-15.5	1.5-2.8	-
Bertuol (2009) Porto Alegre/RS	-	-	15.37	1.97	-	-	13.7	14.5-17.4	3.6-4.6	-
	-	-	15.88	1.75	-	-	13.0	12.7-13.1	5.9-11.5	-
	-	-	14.49	2.4	-	-	8.6	11.3-12.9	18.4-28.2	-

Tabela 21 – Comparação dos parâmetros de ensaios de resistência de solos moles costeiros (continuação).

Autor / Local	Prof. (m)	W_n (%)	γ_n (kN/m ³)	e_0	\emptyset' (°)	c' (kN/m ²)	S_{uuu} (kN/m ²)	$S_{upalheta}$ (kN/m ²)	S_t	NSPT médio
Alencar et al. (2002) Belém/PA	0-11	-	15.0-16.0	1.7-2.4	-	-	10-30	-	-	0-1
	11-13	-	17.5-18.7	0.91-1.19	-	-	-	-	-	4-5
	17-21	-	13.2-13.6	0.89-0.94	-	-	23-51	-	-	4-6
Magnani (2006) Florianópolis/SC	2-16	100-170	13.2-14.2	2.9-4.5	26	-	4.5-17.9	5-28	3-6	-
Este Trabalho (2011) Grupo1 Florianópolis/SC	13.70-14.10	75.35	15.39	2.031	-	-	-	-	-	2
	13.70-14.10	75.01	15.42	2.018			C→	108.34	5.4	2
	13.70-14.10	76.71	15.43	2.046			L1→	105.45	4.4	2
	14.00-14.50	98.97	14.34	2.691			L2→	97.95	5.6	2-6
	14.00-14.50	97.39	14.43	2.638			L3→	96.87	6.0	2-6
	14.50-15.00	88.38	14.77	2.392	-	-	62.44	102.15	5.3	2-6
Este Trabalho (2011) Grupo2 Florianópolis/SC	10.00-10.35	93.03	14.39	2.556	20	40	-	-	-	2-4
	10.00-10.35	92.03	14.32	2.553			C→	94.23	3.7	2-4
	10.00-10.35	93.66	14.52	2.535			L1→	82.71	4.0	2-4
	10.00-10.35	102.79	14.12	2.805			L2→	97.16	4.4	2-4
	10.00-10.35	104.12	14.25	2.796			L3→	83.58	4.6	2-4
	10.00-10.35	102.63	14.22	2.775	-	-	55.31	89.42	4.1	2-4

FONTE: Modificada de Higashi (2006).

NOTA: W_n – Teor de umidade natural; γ_n - Peso específico aparente natural; e_0 – Índice de vazios inicial; \emptyset' – Ângulo de atrito efetivo; c' - coesão efetiva; S_{uuu} – Resistência triaxial UU ou RCS; $S_{upalheta}$ – Resistência não-drenada (palheta); S_t – Sensibilidade; NSPT – Resistência à penetração (SPT); C – Centro; L1 – Lateral 1; L2 – Lateral 2; L3 – Lateral 3.

4.2 RESULTADOS E ANÁLISE DA INSTRUMENTAÇÃO

Neste item são apresentados os resultados referentes a instrumentação dos equipamentos utilizados no desenvolvimento deste trabalho. É de suma importância a observação das características dos instrumentos, principalmente os de leitura, visto que um bom resultado se inicia na utilização do instrumento adequado, condizente com a faixa de leituras esperadas e sem interagir com as variáveis do ensaio.

4.2.1 Adensamento oedométrico convencional

O ensaio de adensamento oedométrico convencional do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina teve a aquisição de dados instrumentada, uma vez que este ensaio é demorado e exige um longo tempo de leituras.

Em um ensaio padrão de adensamento, como o do Laboratório de Mecânica dos Solos, são aplicadas tensões verticais nas amostras e lidos os deslocamentos causados por estas. Para leitura destes deslocamentos utilizaram-se transdutores de deslocamento HBM WI com capacidade de 10mm, que é uma faixa coerente com ensaio, uma vez que, em sua grande maioria, as amostras possuem 26,1 milímetros de altura.

A ferramenta utilizada na conversão dos sinais dos transdutores foi o *Spider8*, sendo a geração gráfica e armazenamento dos dados realizados pelo *software Catman4.5*. Após a instalação deste conversor, procedeu-se com a verificação das calibrações dos transdutores, da sensibilidade e das variações decorrentes de agentes externos, como a variação térmica e picos de tensões na rede de abastecimento local.

Os dados das calibrações dos transdutores HBM WI/10mm são apresentados na Figura 94, através dos quais é possível se observar que a faixa total dos sinais de saída dos gráficos dos quatro transdutores calibrados é de -40mV/V até +40mV/V.

Os coeficientes de regressão lineares (R^2) obtidos para as retas de calibração dos transdutores do adensamento convencional foram muito satisfatórios, uma vez que o menor valor encontrado foi $R^2=0.9997$ para a Figura 94c. De uma forma geral, os coeficientes angulares das equações de calibração são muito próximos, entre 0.1733 e 0.1989, o

que também foi evidenciado para os coeficientes lineares, que variaram entre 5.7202 e 6.1665.

A sensibilidade dos transdutores foi determinada através de pequenos incrementos de deslocamentos, observando-se o instante em que este incremento foi constatado nas leituras. A Figura 95 apresenta graficamente o instante em que os transdutores das células oedométricas 2, 3, 4 e 5 identificaram a presença de um deslocamento.

É possível observar que a sensibilidade média dos quatro transdutores da prensa de adensamento convencional é igual a um milésimo de milímetro, ou seja $1 \cdot 10^{-3} \text{mm}$. A HBM do Brasil especifica a sensibilidade deste equipamento em mV/V, e como esta não é uma unidade comum dentro da área da geotecnia, se expressou este valor em milímetros. Considerando-se a sensibilidade diagnosticada, é possível concluir que este sistema atende a função para a qual foi designado.

Um transdutor, quando submetido a leituras nulas, ou seja, valores de variáveis constantes, pode apresentar variações decorrentes de fatores externos, como oscilação na tensão da rede de abastecimento, mudanças bruscas de temperatura, entre outros. Os testes de variações nos transdutores do equipamento oedométrico convencional, conforme se pode observar nos gráficos *a*, *b*, *c* e *d* da Figura 96, mostraram que podem ocorrer variações da ordem de um décimo de milímetro no sistema de aquisição proposto.

As variações obtidas podem corresponder, por exemplo, a aproximadamente 15% da deformação vertical total do primeiro estágio de um ensaio oedométrico com pequenas deformações. Portanto, deve-se estar atento a estes possíveis erros, que são erros sistemáticos e conseqüentemente são previsíveis.

Nos ensaios realizados nesta pesquisa foram identificadas e corrigidas pequenas variações no primeiro estágio do ensaio de adensamento da amostra SHp502. Estas variações são decorrentes do aumento de consumo na rede de abastecimento.

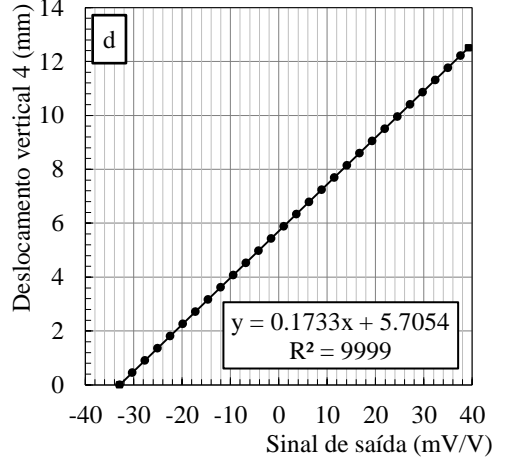
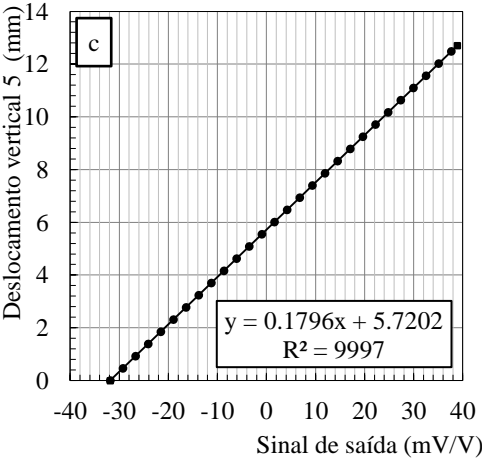
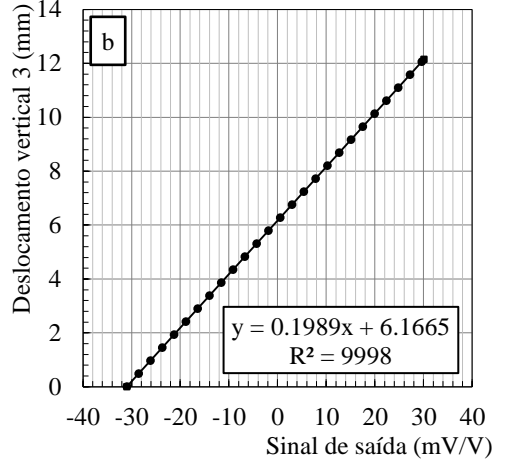
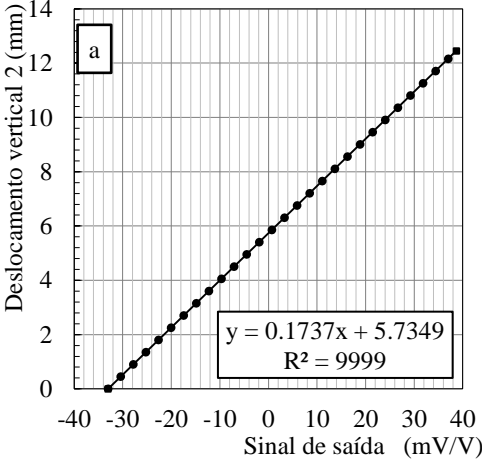


Figura 94 – Calibrações dos transdutores do adensamento convencional.

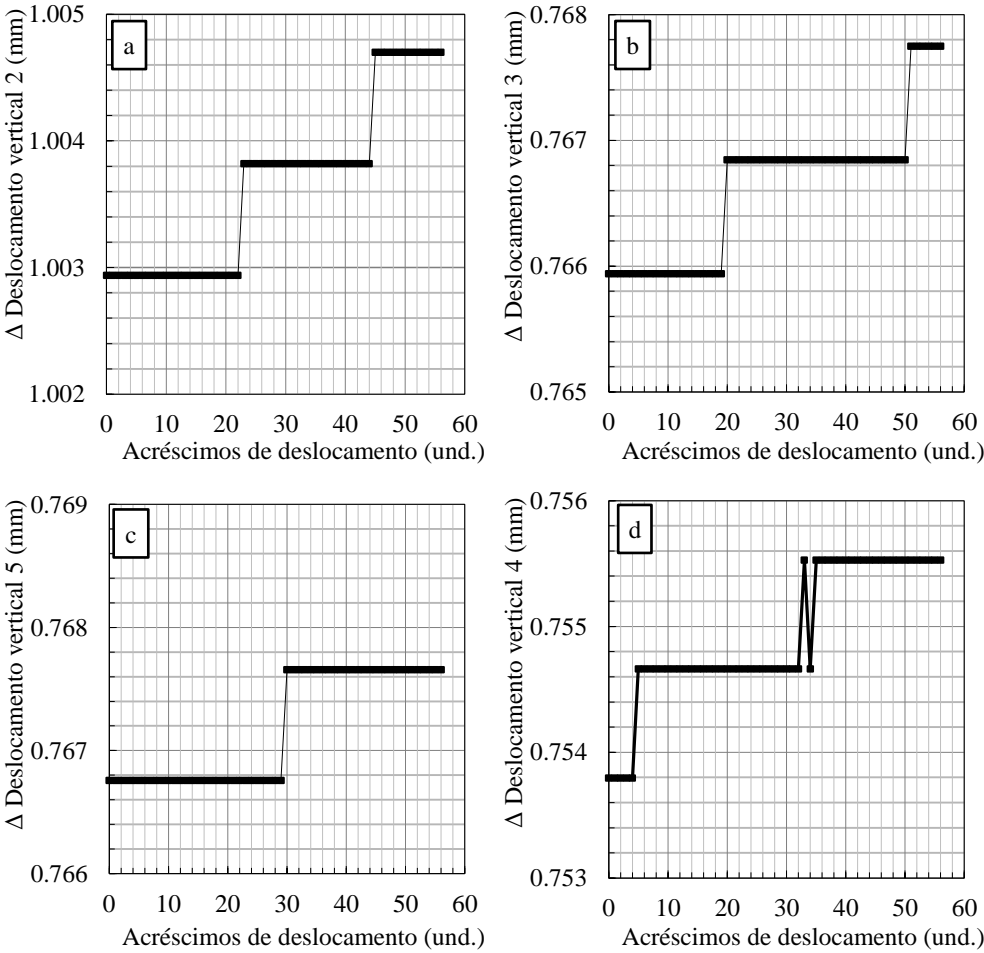


Figura 95 – Sensibilidade dos transdutores do adensamento convencional.

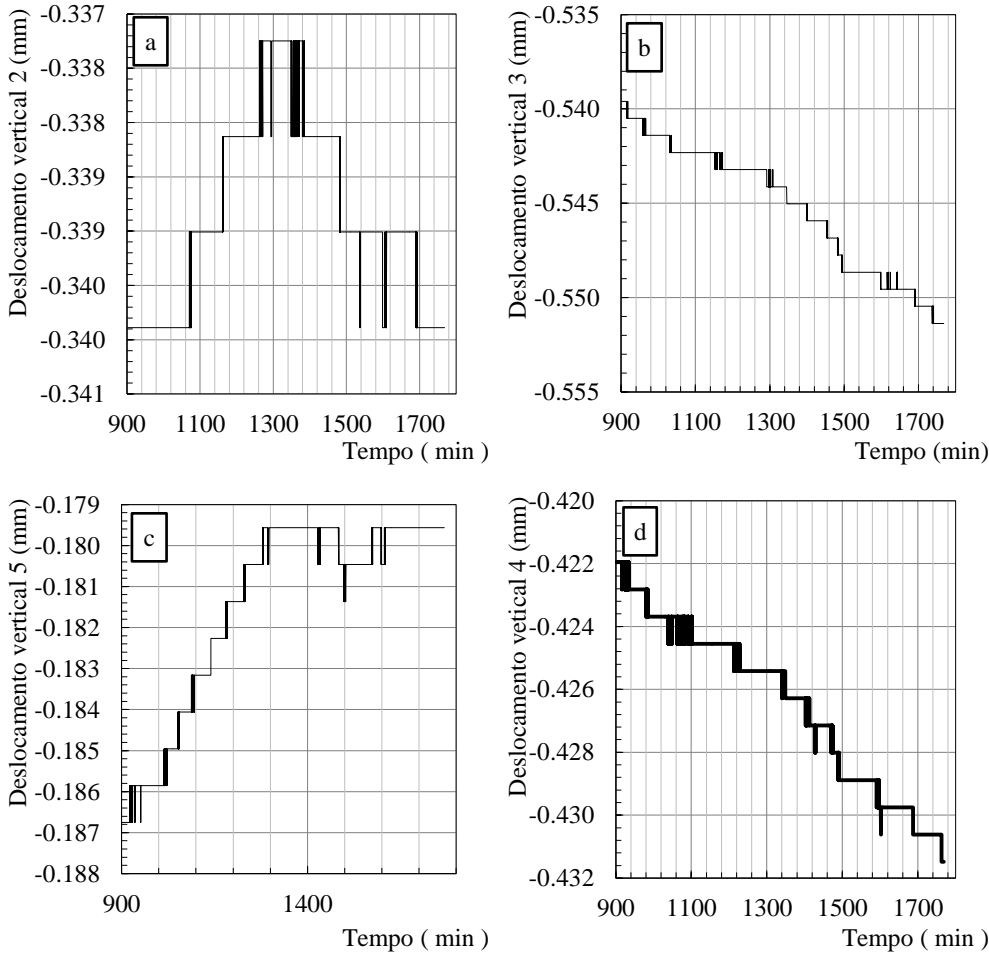


Figura 96 – Variações dos transdutores do adensamento convencional.

4.2.2 Adensamento oedométrico CRS

O equipamento oedométrico CRS do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC foi originalmente instrumentado e desenvolvido por Moura (2004), e possuía a aquisição automática e controle manual de dados.

O tempo tornou a instrumentação de Moura (2004) obsoleta, portanto foi necessário reimplementar o sistema de aquisição de dados, sendo que se propôs o controle automático das pressões. O novo sistema consistiu basicamente da utilização dos transdutores de Moura (2004), aliados a um novo sistema de conversão dos dados analógicos em digitais através do modelo Datascan7220.

Os transdutores foram calibrados através do *software Triax4.2*, conforme é apresentado nos gráficos da Figura 97, e verificou-se a presença de excelentes valores de R^2 , oscilando entre 0.9999 e 1.

A sensibilidade dos transdutores das pressões nas faces drenada (u_d) e não-drenada (u_u), como é apresentado nos gráficos *a* e *b* da Figura 98, é da ordem de 0.3kPa. Este valor, quando aplicado em ensaios com pequenos excessos de pressões neutras, pode ser muito representativo. Desta forma, o transdutor da indústria brasileira Sodmex, do tipo HPI-2310, não é o ideal para se utilizar neste equipamento. Atribui-se isto a faixa de leitura deste instrumento, que está compreendida entre 0 e 1700kPa.

Diferentemente da sensibilidade dos transdutores de pressão do equipamento CRS, a sensibilidade da célula de carga é compatível com a faixa de leitura que se pretende atingir. Contudo, em solos com pressões de pré-adensamento elevadas, como os solos do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, a capacidade de aplicação de carga deste instrumento pode ser atingida, e o ensaio deve ser interrompido. Ficou evidente a necessidade de uma célula de carga com capacidade de até 300kgf à compressão para o oedométrico CRS.

O comportamento dos gráficos *a* e *b* da Figura 99 referente as variações dos transdutores u_u e u_d demonstram claramente a influência da oscilação da tensão da rede de alimentação. O trecho que representa o início das variações em um curto intervalo de tempo refere-se ao período compreendido entre 9 e 11 horas da manhã, e posteriormente observa-se uma tendência da variação em retornar ao valor inicial, o que ocorre próximo das 6 horas do período vespertino.

Analizando as variações dos gráficos *a* e *b* da Figura 99, é possível observar que as curvas decorrentes de oscilações na rede de alimentação são opostas.

A justificativa para o que ocorre nas curvas citadas no parágrafo anterior está nos gráficos *a* e *b* da Figura 97. Ou seja, os coeficientes angulares das equações de calibração destes transdutores são opostos da mesma maneira, conforme é possível verificar nas Equações 8 e 9.

$$\sigma_{ud} = -0.3653 \cdot Sinal - 141.03 \quad (8)$$

$$\sigma_{uu} = +0.3689 \cdot Sinal - 53.386 \quad (9)$$

O fato de ocorrer a oposição entre os coeficientes angulares não está vinculado com problemas nos instrumentos, mas sim na forma como foram instalados. O transdutor de pressão da face drenada foi instalado com os fios em pólos opostos ao transdutor da face não-drenada, e justamente por este motivo eles oscilam em sentidos opostos.

Os erros destas variações são sistemáticos, o que permite a previsão e correção destes valores, caso ocorram.

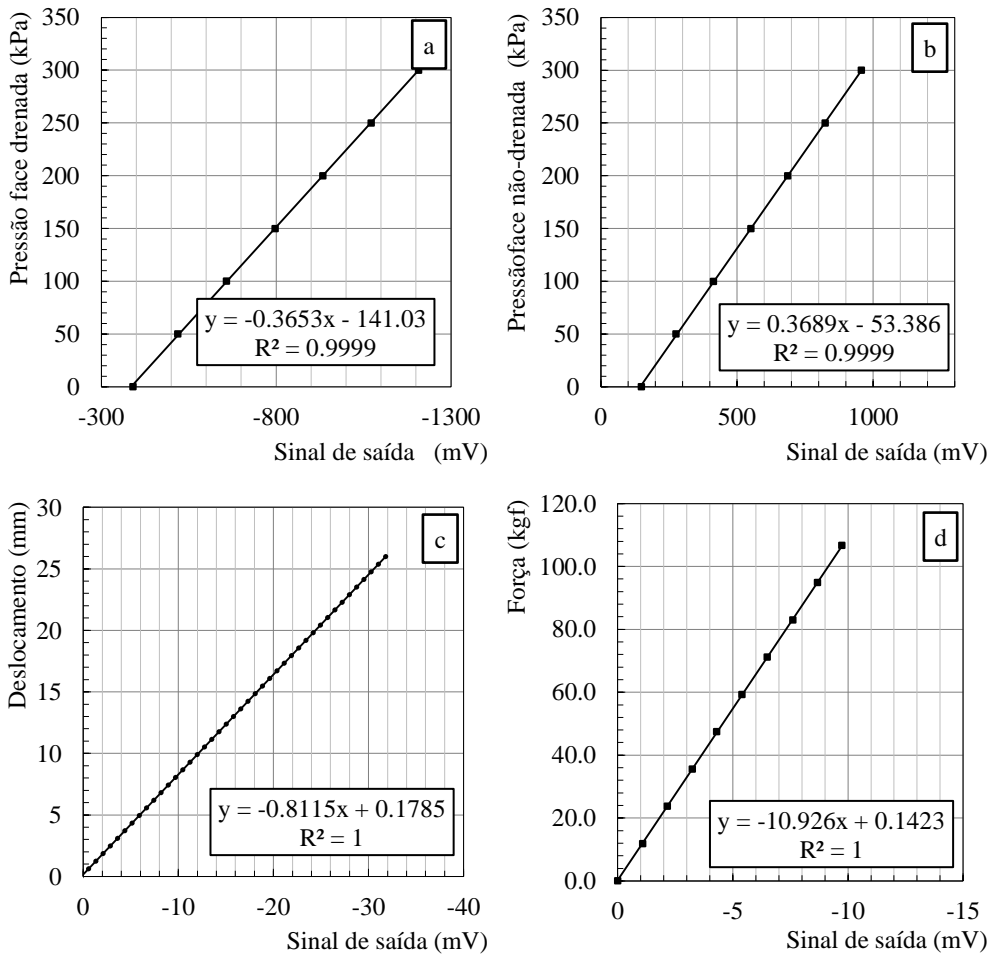


Figura 97 – Calibrações dos transdutores do CRS.

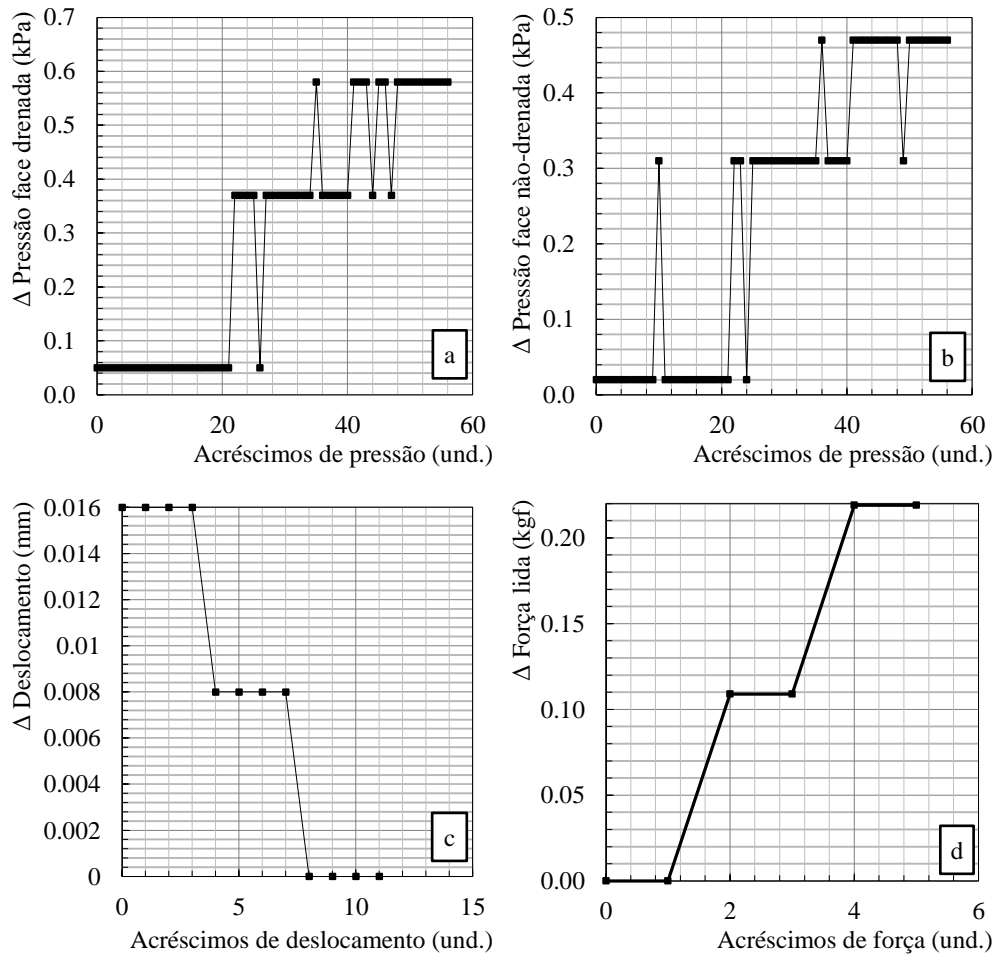


Figura 98 – Sensibilidade dos transdutores do CRS.

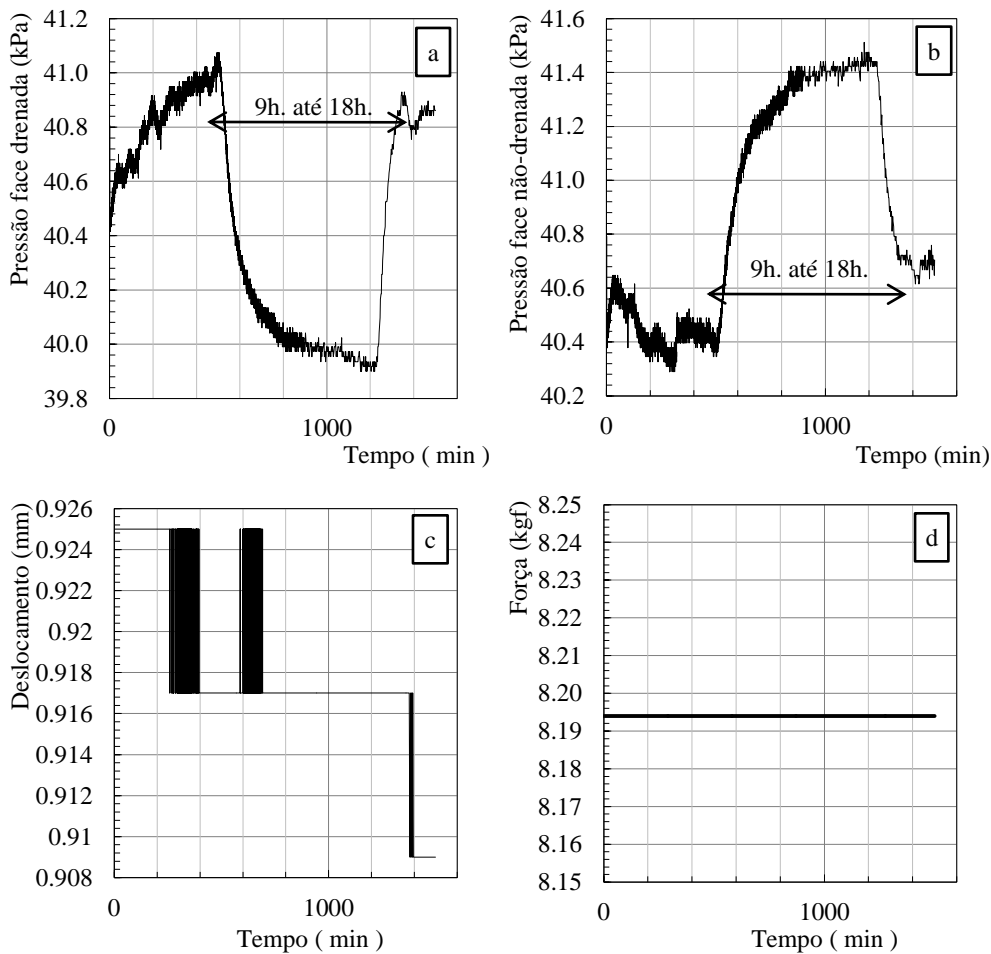


Figura 99 – Variações dos transdutores do CRS.

4.2.3 Permeabilidade no triaxial 4"

O equipamento triaxial 4" possui como principal característica os sistemas de controle e aquisição total de dados. Estes sistemas foram reativados e se implementou novos instrumentos de medição, visto que o propósito desta pesquisa foi utilizar o equipamento para execução de ensaios de permeabilidade, o que exige a leitura de volumes deslocados sob pressão constante, por exemplo.

O medidor de variação volumétrica apresentado no capítulo de procedimentos metodológicos utiliza diafragmas de rolagem da *Bellofram Corporation*, o que permite a transferência de pressões entre o ponto de entrada e saída de água. Obtiveram-se os dados de volumes deslocados através de uma equação linear entre o deslocamento do transdutor fixado no topo do medidor, e o volume deslocado acumulado (v. Figura 100).

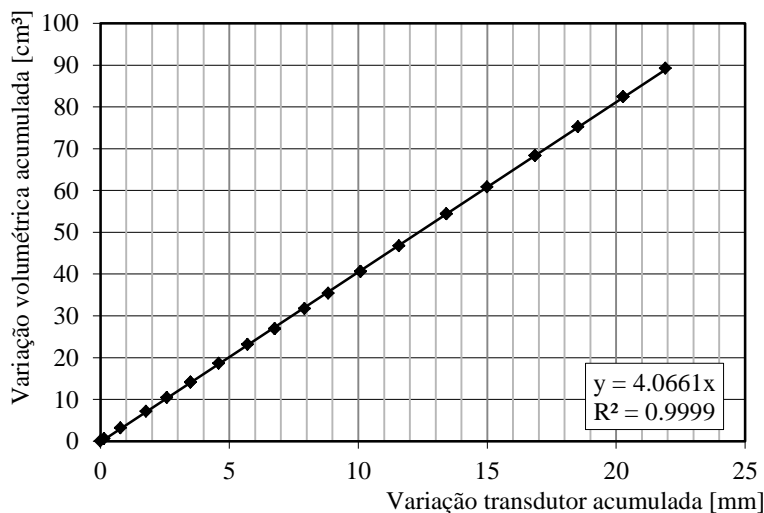


Figura 100 – Calibração do medidor de variação volumétrica do Triaxial 4".

De uma forma geral, foram verificadas curvas de calibração com valores de R^2 satisfatórios, conforme é apresentado na Figura 101. A confiança e certeza dos dados obtidos por sistemas de aquisição se iniciam, antes de tudo, de uma curva de calibração com valores bem definidos.

Os gráficos da sensibilidade dos transdutores são apresentados pela Figura 102, através dos quais se observa que o transdutor de pressões P2 é mais sensível que o transdutor de pressões P1, isso ocorre devido à faixa de leitura de cada instrumento. O transdutor P1 apresentou sensibilidade de 0.45kPa, pois possui faixa de leitura entre 0 e 1000kPa, este transdutor é utilizado para leituras de pressões confinantes em ensaios de compressão triaxial. No transdutor P2 foi diagnosticada uma sensibilidade de 0.2kPa, isto ocorre pois a faixa de leitura deste equipamento é de 0 a 500kPa, faixa esta que atende as solicitações as quais é geralmente submetido, ou seja, leituras de pressões neutras em ensaios de compressão triaxial.

A análise do transdutor de deslocamento está vinculada à equação de calibração do medidor de variação volumétrica, ou seja, considerando a sensibilidade deste instrumento, que é de 0.027mm, e considerando a Equação 8 de calibração do medidor de variação volumétrica:

$$\Delta V = 4.0661 \frac{cm^3}{mm} \cdot \Delta L(mm) \quad (10)$$

$$\Delta V = 4.0661 \frac{cm^3}{mm} \cdot 0.027mm \quad (10)$$

$$\Delta V = 0.1097cm^3 \quad (10)$$

Desta forma, pode-se concluir que a máxima sensibilidade do medidor de variação volumétrica é 0.1097cm³, o que representa 0.01% do volume total de uma amostra de compressão triaxial com 4" de diâmetro e 8" de altura, ou 0.02% das amostras utilizadas no ensaio de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão, visto que estas amostras possuem altura igual ao diâmetro.

Da mesma forma como foi verificado nos transdutores do equipamento CRS, os instrumentos de pressão do triaxial 4" são influenciados por oscilações da rede pública de abastecimento. Estas oscilações, que podem ser evidenciadas nos gráficos de variações da Figura 103, são mais intensas nos dias úteis da semana, entre às 9h. e 18h.

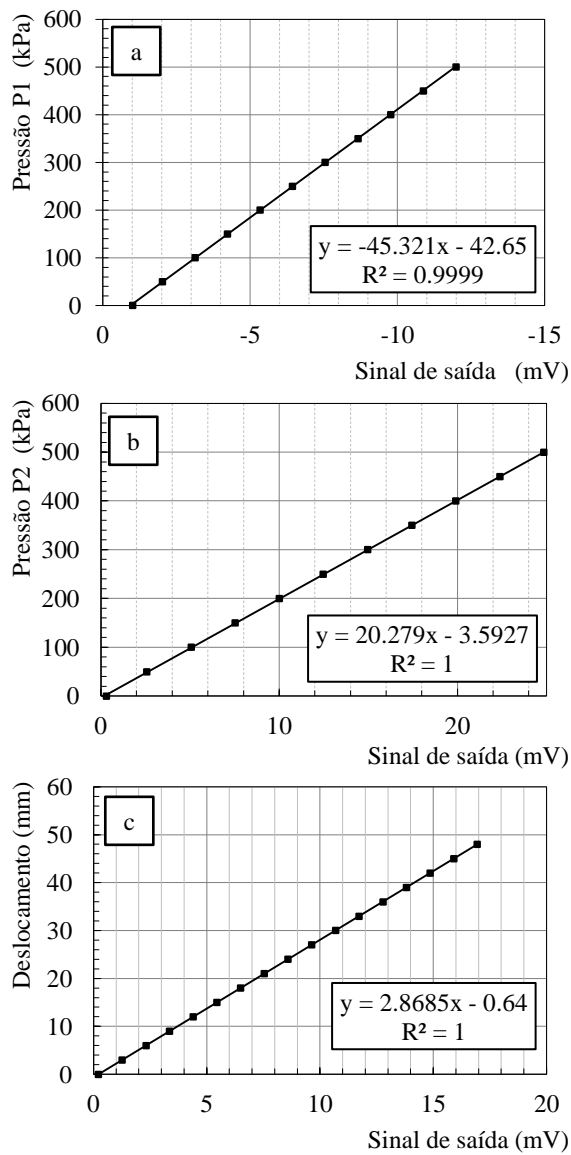


Figura 101 – Calibrações dos transdutores do Triaxial 4".

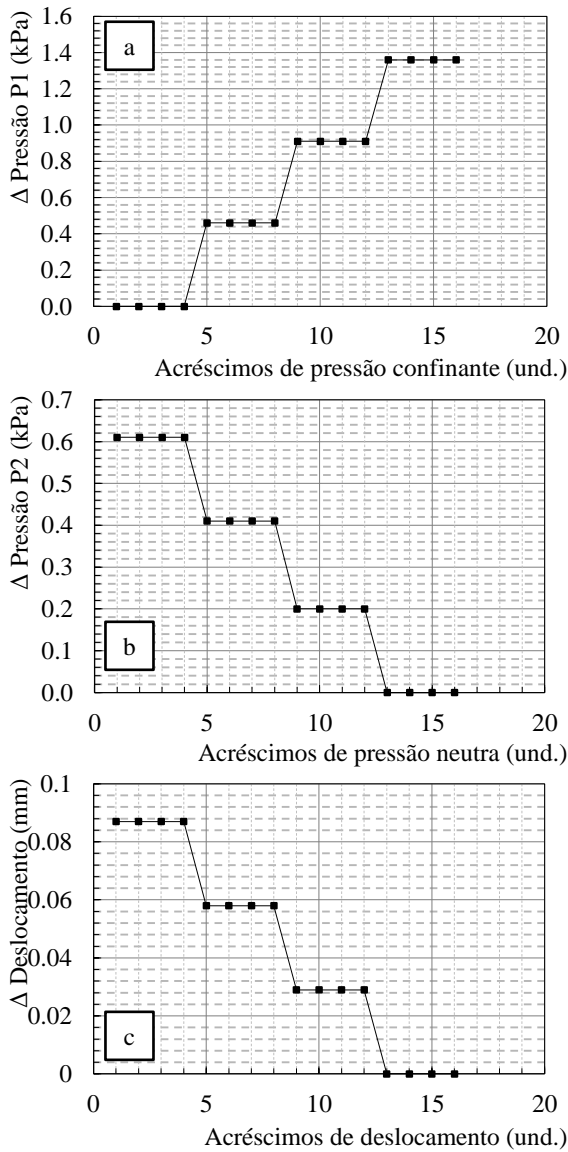


Figura 102 – Sensibilidade dos transdutores do Triaxial 4''.

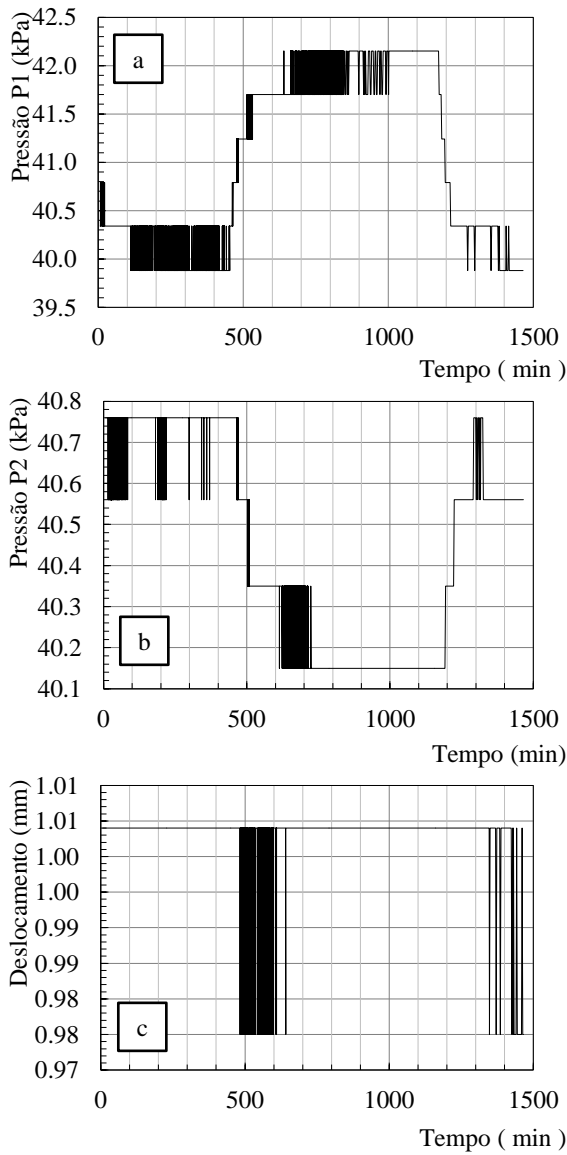


Figura 103 – Variações dos transdutores do Triaxial 4" (continuação).

4.2.4 Compressão triaxial 1.5"

O equipamento de compressão triaxial do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC foi re-instrumentado com a proposta de controle parcial de tensões, e aquisição total de dados. A prensa utilizada para aplicação de tensões desviadoras foi fabricada pelo *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), com capacidade para 5ton.

Os transdutores deste equipamento são alimentados, e os dados coletados pela caixa de aquisição de dados descrita no capítulo de procedimentos metodológicos. Esta caixa possui um conversor analógico-digital, modelo *Datascan7220*, através do qual o *software Triax4.2* executa a aquisição dos dados.

Os instrumentos de leitura foram calibrados no Laboratório de Mecânica dos Solos, e os resultados são apresentados através da Figura 105. De uma maneira geral, os sistemas de conversão de dados dos instrumentos utilizados no desenvolvimento deste trabalho se mostraram muito confiáveis, em vista dos cuidados que foram tomados com relação as variáveis externas. Os valores de R^2 encontrados, assim como nos demais equipamentos, foram muito próximos da condição ideal, na qual $R^2=1$.

O ensaio de compressão triaxial, quando executado com consolidação do corpo de prova, ou submetido a ruptura drenada, necessita da medição da variação volumétrica do corpo de prova. O medidor utilizado neste equipamento é similar ao medidor utilizado no equipamento triaxial 4", exceto pelas dimensões, que são reduzidas proporcionalmente ao tamanho do corpo de prova 1.5". A Figura 104 apresenta o gráfico de calibração do medidor de variação volumétrica.

Considerando que a sensibilidade do transdutor de deslocamento utilizado neste equipamento é de 0.008mm, conforme apresentado no gráfico da Figura 106c, e que a Equação 9 da curva de calibração do medidor de variação volumétrica seja:

$$\Delta V = 1.7934 \frac{cm^3}{mm} \cdot \Delta L(mm) \quad (11)$$

$$V = 0.0143cm^3 \quad (11)$$

É possível concluir que a máxima sensibilidade do medidor de variação volumétrica do equipamento triaxial 1.5" é igual a 0.0143cm^3 , o que representa 0.02% do volume total de um corpo de prova com 1.5" de diâmetro e 3" de altura.

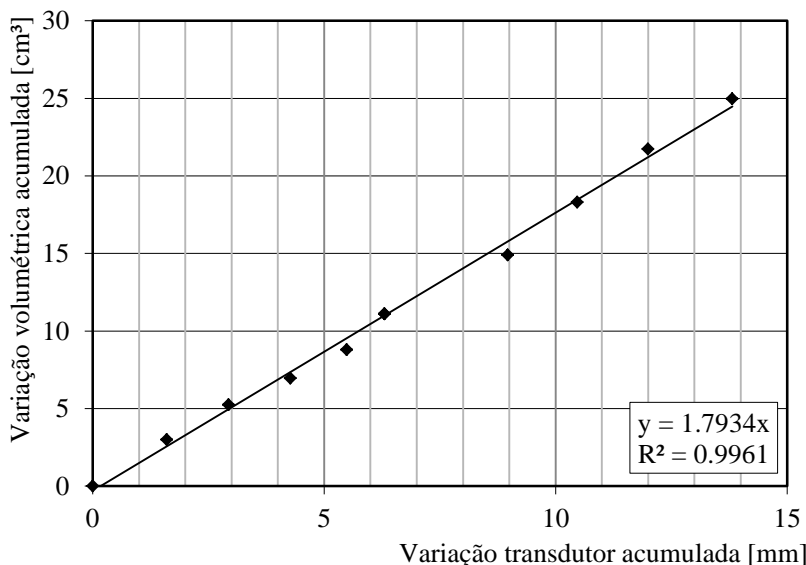


Figura 104 – Calibração do medidor de variação vol. do Triaxial 1.5".

As sensibilidades dos transdutores de pressão confinante e neutra podem ser verificadas nos gráficos da Figura 106a e b. Por se tratarem de transdutores com a mesma faixa de leitura, entre 0 e 1000kPa, produzidos pela mesma indústria, apresentaram os mesmos valores de sensibilidade, da ordem de 0.15kPa, o que atende satisfatoriamente as necessidades do ensaio.

As oscilações de tensões na rede pública de abastecimento, embora possam ser evidenciadas na Figura 107, não afetam significativamente os transdutores deste equipamento. De qualquer forma, os possíveis erros gerados por estas variações são sistemáticos e podem ser corrigidos posteriormente.

O transdutor de força axial da fabricante brasileira Alfa Instrumentos, com sensibilidade aproximada de 0.100kgf, e capacidade de até 50kgf, atende as condições de ensaio, e pode aplicar tensões desviadoras totais da ordem de 450kPa.

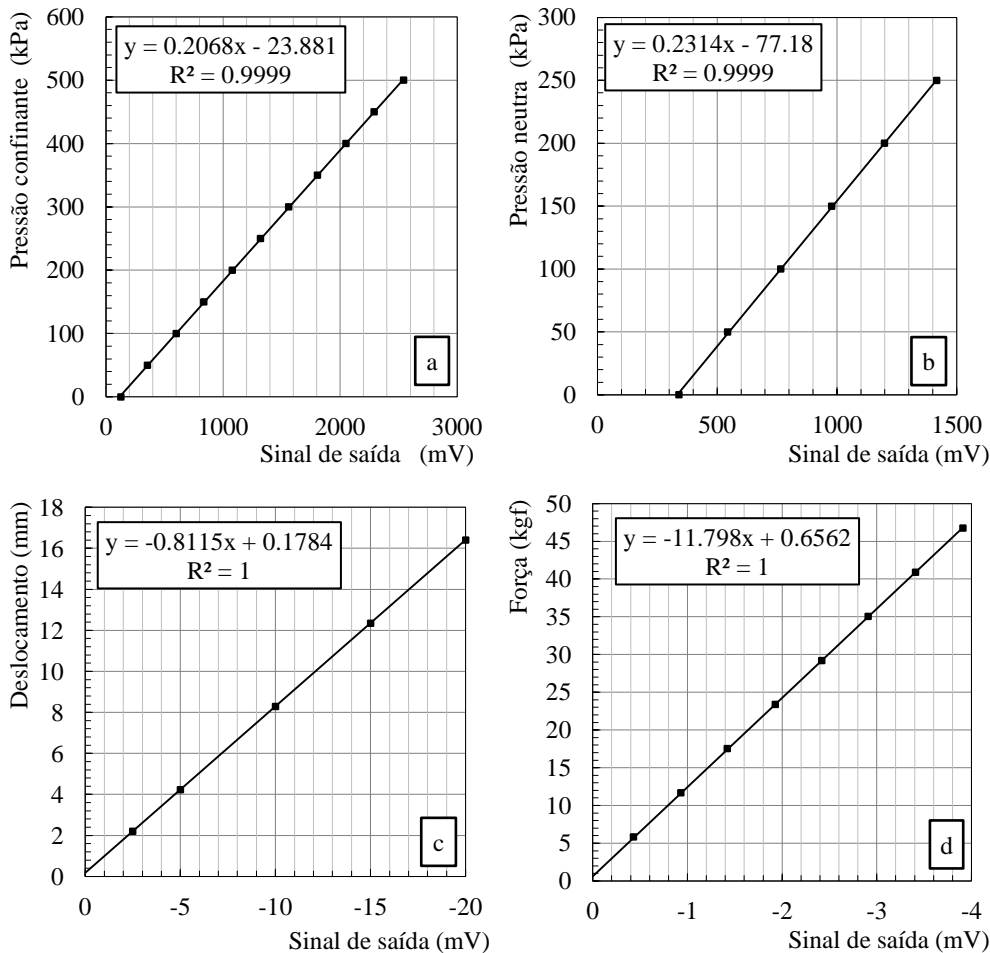


Figura 105 – Calibrações dos transdutores do Triaxial 1.5".

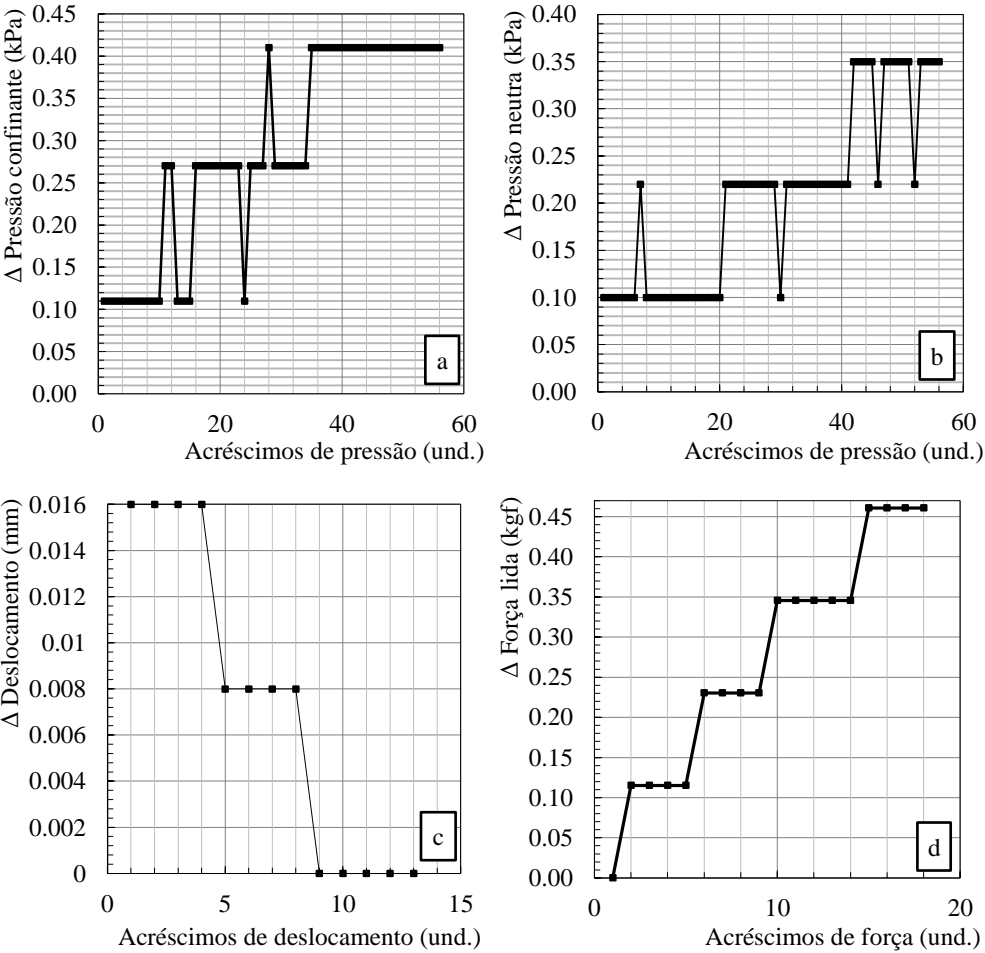


Figura 106 – Sensibilidade dos transdutores do Triaxial 1.5".

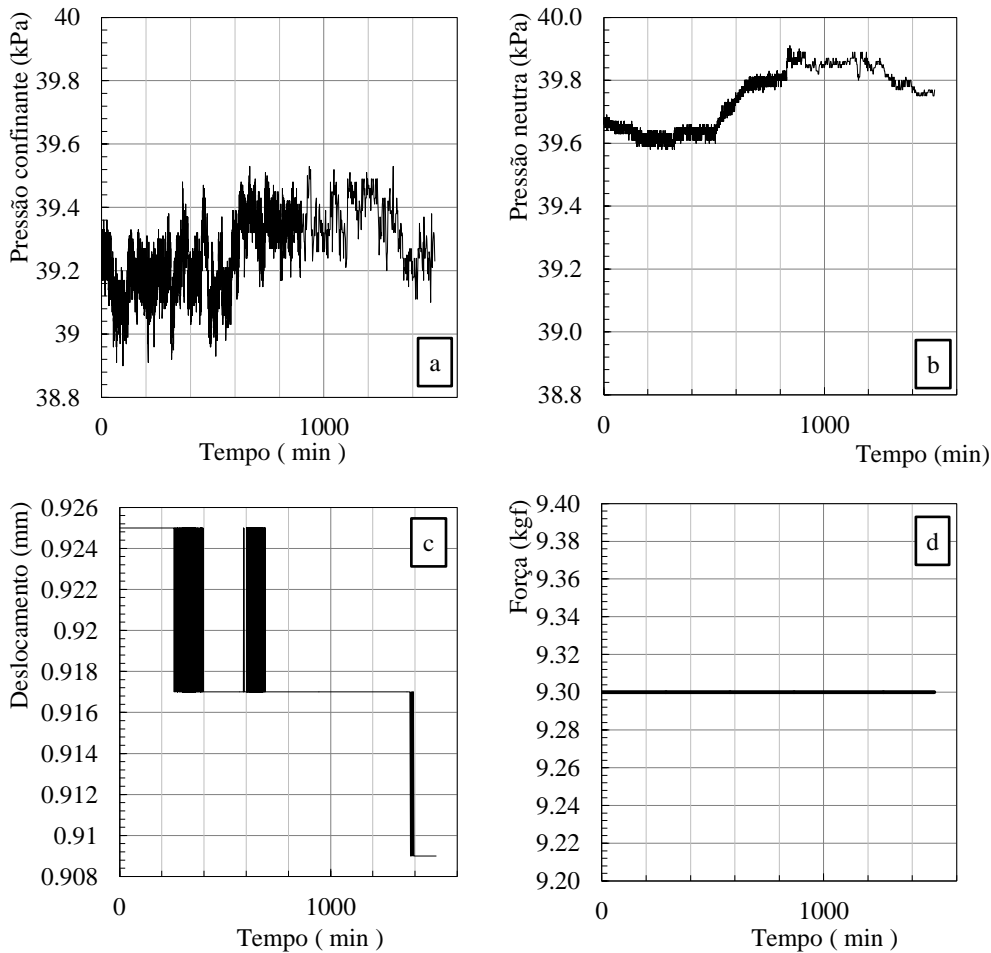


Figura 107 – Variações dos transdutores do Triaxial 1.5".

4.2.5 Palheta de laboratório

O ensaio de palheta de laboratório de UFSC foi originalmente instrumentado por Blanger e Pedroso (2001), porém o tempo tornou a aquisição de dados deste equipamento obsoleta. Foi proposto um novo sistema de aquisição, utilizando-se o conversor de sinais *Spider8* e mantendo-se os instrumentos de controle e leitura de Blanger e Pedroso (2001).

O ensaio de palheta possui um único transdutor, que corresponde a célula de torque para medição da resistência ao cisalhamento não-drenada dos solos. A calibração deste transdutor de torque foi descrita no capítulo de procedimentos metodológicos, e os resultados são apresentados na Figura 108.

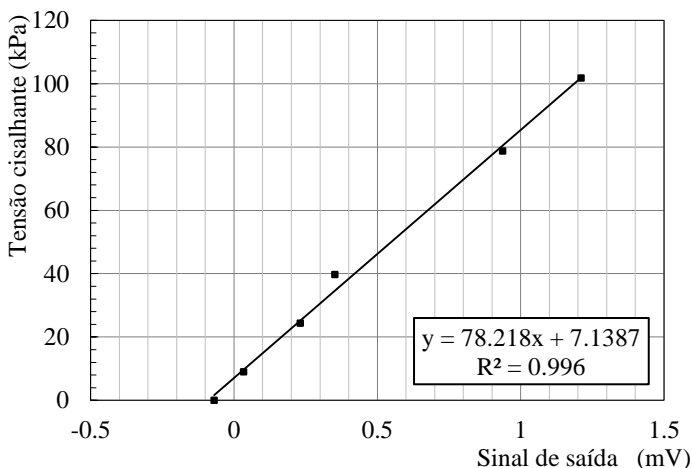


Figura 108 – Calibração da célula de carga do ensaio de palheta.

Pode-se observar que o coeficiente R^2 aproxima-se da condição ideal, o que gera uma maior certeza e confiança dos dados lidos. A sensibilidade deste instrumento, conforme é apresentado no gráfico da Figura 109, é de 0.14kPa, o que atende perfeitamente as necessidades impostas pelo ensaio. A capacidade de carga não foi informada por Blanger e Pedroso (2001), porém foram aplicadas tensões cisalhantes de até 120kPa para calibração, e posteriormente este instrumento foi recalibrado, não sendo identificados danos na estrutura e leitura de dados da mesma.

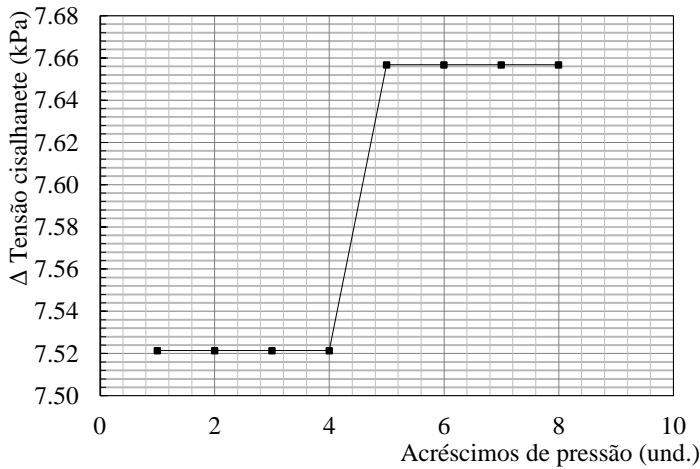


Figura 109 – Sensibilidade da célula de carga do ensaio de palheta.

As variações apresentadas na Figura 110 são tão significativas quanto a sensibilidade da célula de torque. Foram realizadas leituras a uma tensão cisalhante constante de 7.3kPa, e verificou-se oscilações nas leituras de 7.0kPa até 7.5kPa. Estas variações, quando comparadas as resistências não-drenadas máximas dos solos estudados nesta pesquisa são equivalentes 0.25% de $S_{umáx}$.

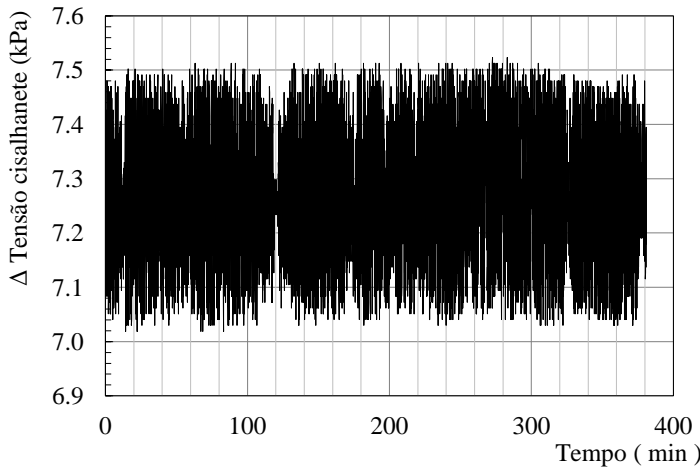


Figura 110 – Variações da célula de carga do ensaio de palheta.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A seguir são sintetizadas as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento desta pesquisa, e apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

Visto que este trabalho se embasou em dois processos, análise e instrumentação de ensaios geotécnicos, as principais conclusões são apresentadas separadamente conforme o processo.

5.1.1 Conclusões sobre os resultados experimentais

Foram obtidas as seguintes conclusões sobre os resultados dos ensaios experimentais deste trabalho:

a) as características dos solos da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz são similares as encontradas por Bertoul (2009) e Magnani (2006), e diferem em alguns aspectos dos resultados encontrados por Higashi (2006), Moura (2004), e Santos (1997), sobretudo nas condições de adensamento;

b) os teores de matéria orgânica obtidos para os solos estudados foram muito próximos dos teores obtidos por Magnani (2006) para os solos de fundação do aterro experimental da Via Expressa Sul, em Florianópolis;

c) o Microscópio Eletrônico de Varredura associado ao Espectroscópio de Raios-X possibilitou a identificação dos elementos químicos dos solos estudados, entre o quais verificou-se uma porcentagem de massa significativa de Silício e Cálcio, e Alumínio e Ferro entre as partículas maiores;

d) nos ensaios de adensamento convencional foram identificadas pressões de pré-adensamento entre 140kPa e 165kPa, que representam o pré-adensamento dos solos moles da área de estudos, com valores de OCR da ordem de 1.29 à 1.67, decorrente da cimentação entre as partículas;

e) os coeficientes de permeabilidade obtidos através do oedométrico convencional foram semelhantes, da ordem de 10^{-7} cm/s até 10^{-8} cm/s, e tenderam a reduzir com o acréscimo da pressão vertical;

f) de uma forma geral, os coeficientes de recompressão obtidos no ensaio de adensamento CRS foram maiores que os obtidos no adensamento convencional, este comportamento já havia sido observado por Moura (2004) e Coutinho (2001). Conforme cita Moura (2004), as pressões de pré-adensamento do ensaio com velocidade de deformação controlada tenderam a serem maiores que as pressões do ensaio convencional;

g) o estudo do coeficiente C_5 pode contribuir para a obtenção de uma forma prática de se calcular o índice de deformação de um ensaio de adensamento CRS;

h) quando comparadas as pressões de pré-adensamento com a profundidade de coleta, pode-se dizer que as pressões de pré-adensamento da área de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz encontram-se acima das pressões dos autores revisados;

i) os elevados gradientes hidráulicos aplicados nas amostras do Grupo1 podem ter acarretado na dispersão, em pontos isolados, da relação entre o gradiente hidráulico e a vazão decorrente;

j) observou-se que os coeficientes de permeabilidade obtidos indiretamente através do ensaio de adensamento convencional são semelhantes aos obtidos diretamente pelo ensaio de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão, conforme descreve Head (1985);

k) a dispersão nos resultados das amostras do Grupo1 impediu a definição de uma envoltória de ruptura segundo os critérios de Mohr-Coulomb, e conseqüentemente a obtenção dos parâmetros efetivos deste grupo;

l) a dispersão nos índices físicos dos solos estudados, o acréscimo no índice de resistência do ensaio SPT, os resultados dos ensaios de espectrografia de raios-X, e o comportamento das curvas tensão *versus* deformação, conforme Maccarini (1987), indicam a presença de solos moles cimentados na área de estudos;

m) os solos moles estudados foram classificados como mediantemente sensíveis, de acordo com o critério de classificação de Holtz e Kovacs (1981).;

n) a relação entre a resistência não-drenada no centro e nas laterais dos amostradores permitiu concluir que as amostras são de boa qualidade, e que a estrutura das mesmas não foi prejudicada com os procedimentos de coleta;

o) os ensaios de palheta de laboratório apresentaram valores de S_u superiores aos obtidos nos ensaios de compressão simples, o que é

comum, pois de acordo com Ferreira (1982), os ensaios de palheta superestimam a resistência não-drenada das argilas.

p) apesar da vasta gama de pesquisas brasileiras estudando os solos litorâneos, fica evidenciado que os solos da região litorânea possuem características ímpares e podem sempre surpreender com parâmetros e comportamentos distintos;

5.1.2 Conclusões sobre a análise de dados da instrumentação

Foram obtidas as seguintes conclusões sobre os resultados dos procedimentos de instrumentação propostos para os equipamentos do Laboratório de Mecânica dos Solos utilizados nesta pesquisa:

a) o *Software Catman* é uma importante ferramenta computacional, porém a sua aplicação é limitada quando comparado aos programas específicos para a Geotecnia;

b) a sensibilidade de $1 \cdot 10^{-3}$ milímetros, diagnosticada nos transdutores do equipamento de adensamento convencional, permite concluir que o sistema de aquisição de dados implementado neste equipamento atende a faixa de leitura e precisão para a qual foi designado, porém deve-se atentar para eventuais problemas decorrentes de variações de tensões da rede doméstica de abastecimento;

c) a sensibilidade dos transdutores de pressão do equipamento CRS não é a ideal para este tipo de ensaio, pois pode ser muito representativa quanto são gerados pequenos excessos de pressão neutra;

d) a máxima sensibilidade do medidor de variação volumétrica do triaxial é 0.1097 cm^3 , o que representa 0.01% do volume total de uma amostra de compressão triaxial com 4". No equipamento triaxial 1.5", a máxima sensibilidade do medidor de variação volumétrica é igual a 0.0143 cm^3 , o que representa 0.02% do volume total de um corpo de prova com 1.5" de diâmetro e 3" de altura;

e) as oscilações da rede de abastecimento pública são prejudiciais em equipamento com aquisição automática de dados, e quando negligenciadas podem influenciar significativamente os resultados de ensaios;

f) do ponto de vista didático, é imprescindível que os laboratórios universitários utilizem sistemas de aquisição automática de dados, em vista da grande aplicação didática em aulas práticas;

g) do ponto de vista técnico, o controle e aquisição automáticos minimizam consideravelmente a variável do erro humano, otimizam o

tempo do laboratorista, geram precisão de dados, e possibilitam aos equipamentos alternativas inúmeras alternativas de execução de ensaios.

5.2 SUGESTÕES

A seguir são apresentadas algumas sugestões para a continuidade das linhas de pesquisas deste trabalho:

a) sugere-se a determinação do coeficiente K_0 para as amostras da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, uma vez que se estima que este possa confirmar a presença de solos cimentados no local;

b) em ensaios de permeabilidade triaxial com dois sistemas de contrapressão, atenta-se para a não utilização de gradientes superiores a 15, conforme descreve a NBR14545, pois este pode comatar os finos e gerar um adensamento adicional resultante das forças de percolação;

c) o estudo do comportamento dos solos moles catarinenses em ensaios com índice de deformação controlada deve ser contínuo, até que se concretize a utilização deste equipamento, e consequentemente a confiança nos dados gerados frente ao ensaio convencional;

d) os dados superestimados do ensaio de palheta devem ser estudados para os solos catarinenses, e sugere-se que seja criado um banco de dados para comparação com valores da resistência não-drenada obtida em ensaios de compressão simples;

e) seria ideal a substituição do transdutor de pressão da face não-drenada do ensaio de adensamento CRS, por um transdutor com faixa de leitura compreendida entre 0 e 300kPa, e sensibilidade compatível com os menores excessos de pressões neutras gerados neste ensaio.

f) o equipamento para ensaio de adensamento CRS da Universidade Federal de Santa Catarina possui uma célula de carga com capacidade para 100kgf. A aquisição de uma célula de carga com capacidade para até 300kgf à compressão ampliaria a faixa de leitura do equipamento, e possibilitaria o estudo de argilas moles a médias;

REFERÊNCIAS

- ALENCAR, J. A.; NETO, S. H.; SARÉ, A. R.; MENDONÇA, T. M. **Características Geotécnicas de Algumas Argilas da Cidade de Belém-PA.** In: XII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo, v.1, 2002, p.221-227.
- ALMEIDA, F. F. M.; CARNEIRO, C. D. R. ***Magmatic occurrences of post-permian age os South America platform.*** São Paulo:Boletim IG-USP, 1987.
- ALMEIDA, C. S. **Final da década de 1920 em Florianópolis:** a construção do Miramar e a urbanização da cidade. Revista Santa Catarina em História, Florianópolis, UFSC, 3968, v.1, n.1, 2008.
- ALVES, L. P. **Automação de dados de medidores de deslocamento e aceleração.** Monografia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4186:** *Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading.* Filadélfia, 1982.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4648:** *Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil.* Filadélfia, 2000.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4767:** *Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils.* West Conshohocken, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502** - Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo - ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292**: Solo: determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. São Paulo, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**: Solo – determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. São Paulo, 2000.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. *The Mechanics of Soils - An introduction to critical state soil mechanics*. Reino Unido: Ed. McGraw-Hill Book Company, 1982.

BERTUOL, F. (2009) - **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório**. Porto Alegre: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

BETTI, F. **Desenvolvimento e implantação de um programa de controle de aquisição de dados na calibração de instrumentos em radiodiagnóstico**. Dissertação de Mestrado - IPEN, São Paulo, SP, 2007.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. *The measurement of soil properties in the triaxial test*. Londres: Edward Arnold LTD, 1962.

BLANGER, A. L.; PEDROSO, R. S. **Determinação da resistência ao cisalhamento de solos moles através do ensaio de palheta em laboratório**. Florianópolis: Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina, 2001.

CARVALHO, N. F. **Características geotécnicas da argila mole da rodovia BR101 em Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2000.

CARVALHO, C. D. BERTAGNOLLI, C. SILVA, M. G. C. **Preparação e caracterização de argilas organofílicas do tipo bofe**. In: VIII Congresso Brasileiro de Engenharia Química em Iniciação Científica. Uberlândia, MG, 2009.

CASAGRANDE, A. *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. Cambridge: In *Proceedings of the 1st International Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, 1936.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M.C.; SIMONS, N. E. *Site investigation*, 1995.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J. *Geotechnical Properties of Recife Soft Clays*. In: Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2001, pp. 1-28.

CRUZ, O. A **Ilha de Santa Catarina e o continente próximo**: Um estudo de geomorfologia costeira. Florianópolis: Ed. UFSC, 1998. xvii, 276p.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. **Microscopia Eletrônica de Varredura**: Aplicações e preparação de amostras. Porto Alegre: Editora EdIPUCRS, PUCRS, 2007.

FERREIRA, S. R. M. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. Tese de Mestrado - UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1982.

HBM DO BRASIL. **Sistema multicanal digital universal Spider8**. Disponível em: <<http://www.hbm.com/pt/menu/produtos/eletronica-de-medicao/sistemas-de-aquisicao-de-dados/standalone-daq-devices/single/categorie/daq-standalone/product/spider8/backPID/standalone-daq-devices/>> Acesso em: 23 de Maio de 2011.

HEAD, K. H. *Manual of soil laboratory testing*. Vol. 3. Chichester: Pentech, 1985

HIGASHI, R. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Florianópolis: Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

HIGASHI, R. R., ESPÍNDOLA, M. S. **Mapeamento geotécnico do universo Sul de Santa Catarina visando a implantação de vias**. Florianópolis: In: 6º Seminário Nacional Modernas Técnicas Rodoviárias, 2010.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. *An introduction to geotechnical engineering*. Londres: Prentice-Hall, 1981.

INFRAERO. **Aeroporto Internacional de Florianópolis**. Disponível em: <<http://www.infraero.gov.br/index.php/br/aeroportos/santa-catarina/aeroporto-internacional-de-florianopolis.html>> Acesso em: 03 de Novembro de 2010.

JAMIOŁKOWSI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.; LANCELLOTA, R. *New developments in field & lab testing of soils*. São Francisco: 11th ICSMFE, 1985.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology. Nova York: John Wiley & Sons, 1969.

MACCARINI, M. *Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil*. Tese de Doutorado - Universidade de Londres, Londres, UK, 1987.

MAGNANI, H. O. **Comportamento de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura**. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

MARQUES, M.E.S.; LACERDA, W.A. (2004). **Investigações de Campo e de Laboratório na Argila de Sarapui**. Revista Solos e Rochas, Vol. 28, n. 1, pg 03-20.

MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; VILAS-BOAS, G. S. *Différentiation sur photographies aériennes des terrasses sableuses marines pléistocènes et holocènes du littoral de l'état de Bahia* (Brésil). Paris: Photo-interprétation, 1981.

MASSAD, F. **Baixada Santista**: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações. Conferência Pacheco Silva, Revista Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, ABMS, 1999, v.22, no.1, p.3-49.

MASSAD, F. *Sea Level Movements and Preconsolidation of Some Quaternary Marine Clays*. Revista Solos e Rochas, Revista Latino-Americana de Geotecnia, ABMS, 1994, v.17, no.3, p.205-215.

MEASUREMENT SYSTEMS Ltd. *MSI. 7220 16 channel Measurement Processor Specifications*. Disponível em: <http://www.measys.com/7220-16-channel-Measurement-Processor-%28no-scanner-expansion%29_p52> Acesso em: 14 de Maio de 2011.

MITCHELL, J. K. *Fundamentals of soil behavior*. Berkeley: John Wiley & Sons, 1975.

MOURA, A. P. **Adensamento com velocidade controlada de deformação (CRS): Desenvolvimento do equipamento e realização de ensaios em solos moles do Leste de Santa Catarina**. Florianópolis: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, 2004.

MUEHE, D. **Estado morfodinâmico praias no instante da observação: uma alternativa de identificação.** São Paulo: Revista Brasileira de Oceanografia, 1998.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos.** Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 1995.

PACHECO SILVA, F. **Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo.** Rio de Janeiro: In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1970.

PASQUAL, A. S. BRITO JUNIOR, G. C., SIMÃO FILHO, J. **Sistema de monitoramento de vibração, pressão e entreferro das Unidades Geradoras da Usina Hidroelétrica de Itaipu.** In: XXI Congresso de Iniciação Científica e Tecnologia em Engenharia. Ijuí, RS, 2006.

PONTE, F. C.; ASMUS, H. E. *Geological framework of the Brazilian continental margin.* Geologische Rundschau, 1978.

RIBEIRO, L. F. M. **Ensaio de laboratório para determinação das características geotécnicas das argilas de Sergipe.** Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1992.

ROCHA, W. W.; DIAS JUNIOR, M. S.; LIMA, J. M.; MIRANDA, E. E. V.; SILVA, A. R. **Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG).** Revista Brasileira de Ciência do Solo, vol. 26, núm. 2, 2002, pp. 297-303.

ROSENQVIST, I. Th. *Considerations on the sensitivity of Norwegian quick-clays:* Geotechnique 3, 195-200, 1953.

SANTOS, G. T. **Integração de informações pedológicas, geológicas e geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em obras de engenharia.** Tese de Doutorado – UFRGS, Porto Alegre, RS, 1997.

SANTOS, G. T.; DAVISON DIAS, R.; KOPPE, J. C. **análise de toposequiências no mapeamento geotécnico de Florianópolis usando pedologia**. Florianópolis: 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, 1998.

SCHIABEL, H. **Conversores D/A e A/D Sistema Digitais**. Disponível em: <<http://iris.sel.eesc.usp.br/sel414/12-conversores.pdf>> Acesso em: 16 de Julho de 2011.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2000, 189p.

SILVA A. C.; TORRADO, P. V.; ABREU JUNIOR, J.S. **Métodos de quantificação da matéria orgânica do solo**. Alfenas: ICA Unifenas, 1999.

SKEMPTON, A. W.; NORTHEY, R. D. *The sensitivity of clays*. Geotechnique, v.3, no.1, p.30-53, 1952.

SKEMPTON, A.W. *The colloidal activity of clay*. Londres: In: *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1953.

SMITH, R. E.; WAHLS, H. E. *Consolidation under constant rates of strain*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, v. 95, SM2, 1969.

SOUSA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2000, 247p.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; DOMINGUES, J. M. L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G. **Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira**. Revista brasileira de geociências, 1985.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. Nova York: John Wiley and Sons, 1948.

TESSLER, M. G.; GOYA, S. C. **Processos costeiros condicionantes do litoral brasileiro**. São Paulo: Revista do Departamento de Geografia, 2005.

TOLL, D. G. *TRIAx: User manual*. Geotechnical System Group, Universidade de Durham, Reino Unido, v. 4.2, 2002.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-Hill do Brasil Ltda., 1978.

VILAR, A. B.; CORREIA, A. R.; OLIVEIRA, L. F.; PEREIRA, A. L. **Desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados para o Laboratório de Termodinâmica do Instituto de Física da UERJ**. UERJ, Rio e Janeiro, RJ, 2005.

VILELA, L. A. A.; GERVÁSIO, E. S.; SOCCOL, O. J.; BOTREL, T. A. **Sistema para aquisição de dados de pressão e vazão usando o microcomputador**. Ponta Grossa: Revista Brasileira de Agrocomputação, 2001.

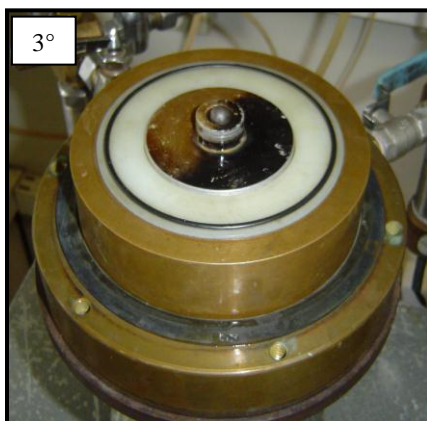
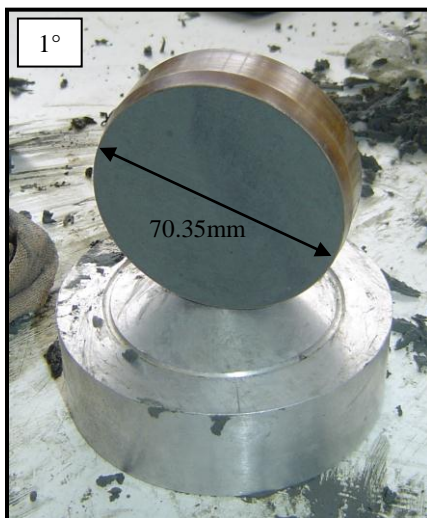
WESCHENFELDER, J. **Processos sedimentares e variação do nível do mar na região costeira do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

ANEXO A – Corpos de prova SHp201(Triaxial 1.5")

ANEXO B – Corpos de prova SHp502(Triaxial 1.5")



ANEXO C – Preparação ensaio SHp204 (CRS)



ANEXO D – Corpos de prova SHp202 (Perm.)

